وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مقررات ملّی ساختمان ایران

مبحث نهم

طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه

پیش نویس نهایی جهت نظرخواهی

(غیرقابل استناد)

(اسفند ۹۷)

دفتر تدوین مقررات ملّی ساختمان
ویرایش پنجم

فهرست مطالب

فصل ۹-۱- کلیات **۱**

۹-۱-۱ گستره ۱

۹-۱-۲ مطالب عمومی ۱

۹-۱-۳ هدف ۲

۹-۱-۴ دامنه کاربرد ۲

۹-۱-۵ روش طراحی ۳

۹-۱-۶ بارگذاری ۴

۹-۱-۷ سیستم واحد اندازه گیری ۴

۹-۱-۸ بازرس ساختمان ۴

۹-۱-۹ مهندس طراح دارای صلاحیت ۵

۹-۱-۱۰ مدارک ومستندات ساخت ۵

۹-۱-۱۱ روشها و سیستم های خاص طراحی و اجرائی، ویا مصالح ساختمانی متفاوت ۵

۹-۱-۱۲ مراجع ۵

فصل ۹-۲- علائم و تعاریف **۷**

۹-۲-۱ گستره ۷

۹-۲-۲ علائم اختصاری ۷

۹-۲-۳ تعاریف و اصطلاحات ۲۱

فصل ۹-۳- مشخصات مکانیکی بتن **۳۱**

۹-۳-۱ گستره ۳۱

۹-۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک ۳۱

۹-۳-۳ مقاومت فشاری بتن، f_c' ۳۱

۹-۳-۴ رده بندی بتن ۳۲

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r ۳۲

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته بتن، E_c ۳۳

۹-۳-۷ ضریب پواسون بتن،ν ۳۳

۹-۳-۸ ضریب انبساط حرارتی بتن، α ۳۳

۹-۳-۹ جمع شدگی و خزش بتن در سازه ها و اعضا آنها ۳۳

فصل ۹-۴- مشخصات آرماتورها **۳۴**

۹-۴-۱ گستره ۳۴

۹-۴-۲ رده بندی آرماتورها ۳۴

۹-۴-۳ طبقه بندی آرماتورها با توجه به روش ساخت ۳۴

۹-۴-۴ طبقه بندی آرماتورها از نظر شکل پذیری ۳۵

۹-۴-۵ ویژگی های کششی آرماتورها ۳۵

۹-۴-۶ ویژگی های خم پذیری ۳۶

۹-۴-۷ ویژگی های جوش پذیری ۳۶

۹-۴-۸ ضوابط کلی ۳۷
۹-۴-۹ پوشش بتن روی میلگردها ۴۰
۹-۴-۱۰ آرماتورهای برشی سر دار ۴۱
۹-۴-۱۱ قطعات مدفون در بتن ۴۱

فصل ۹-۵- الزامات سیستم های سازه ای ۴۲
۹-۵-۱ گستره ۴۲
۹-۵-۲ کلیات ۴۲
۹-۵-۳ اجزای سیستم های سازه ای ۴۲
۹-۵-۴ مسیرهای انتقال بار ۴۲
۹-۵-۵ الزامات طراحی سیستم های سازه ای ۴۳
۹-۵-۶ الزامات طراحی سیستم های سازه ای خاص ۴۴

فصل ۹-۶- تحلیل سیستم ها ۴۶
۹-۶-۱ گستره ۴۶
۹-۶-۲ کلیات ۴۶
۹-۶-۳ مدل سازی ۴۷
۹-۶-۴ نحوه چیدمان بارهای زنده ۴۹
۹-۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول ۵۰
۹-۶-۶ تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم ۵۶
۹-۶-۷ تحلیل غیر الاستیک ۵۷
۹-۶-۸ تحلیل به روش اجزاء محدود ۵۷
۹-۶-۹ روش های ساده شده تحلیل الاستیک ۵۸

فصل ۹-۷- ضرایب بار و ترکیبات بارگذاری – ضرایب کاهش مقاومت ۶۰
۹-۷-۱ گستره ۶۰
۹-۷-۲ کلیات ۶۰
۹-۷-۳ ضرایب بار و ترکیبات بارگذاری ۶۰
۹-۷-۴ ضرایب کاهش مقاومت ۶۳

فصل ۹-۸- ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش- اصطکاک ۶۶
۹-۸-۱ گستره ۶۶
۹-۸-۲ مقاومت خمشی ۶۶
۹-۸-۳ مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری ۶۸
۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه ۶۹
۹-۸-۵ مقاومت برشی دوطرفه ۷۲
۹-۸-۶ مقاومت پیچشی ۷۶
۹-۸-۷ مقاومت اتکایی ۷۸
۹-۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی ۷۹

فصل ۹-۹- دالهای یک طرفه **۸۲**
۹-۹-۱ گستره ۸۲
۹-۹-۲ کلیات ۸۲
۹-۹-۳ ضوابط کلی طراحی ۸۲
۹-۹-۴ مقاومت مورد نیاز (تلاش های وارده) ۸۳
۹-۹-۵ مقاومت طراحی ۸۳
۹-۹-۶ آرماتورگذاری ۸۴
۹-۹-۷ جزئیات آرماتورگذاری ۸۴

فصل ۹-۱۰- دالهای دو طرفه **۸۷**
۹-۱۰-۱ گستره ۸۷
۹-۱۰-۲ تعاریف ویژه ۸۷
۹-۱۰-۳ کلیات ۸۸
۹-۱۰-۴ مصالح ۸۸
۹-۱۰-۵ اتصال به دیگر اعضاء ۸۸
۹-۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال ها ۸۸
۹-۱۰-۷ آرماتورگذاری در دالها ۹۳
۹-۱۰-۸ سیستم های تیرچه دو طرفه ۹۷
۹-۱۰-۹ روش "طراحی مستقیم" ۹۸
۹-۱۰-۱۰ روش "قاب معادل" ۱۰۵
۹-۱۰-۱۱ روش پلاستیک ۱۰۷

فصل ۹-۱۱- تیرها **۱۰۹**
۹-۱۱-۱ گستره ۱۰۹
۹-۱۱-۲ کلیات ۱۰۹
۹-۱۱-۳ مقاومت مورد نیاز ۱۱۰
۹-۱۱-۴ مقاومت طراحی ۱۱۱
۹-۱۱-۵ محدودیت های آرماتورگذاری ۱۱۲
۹-۱۱-۶ جزئیات آرماتورگذاری ۱۱۴
۹-۱۱-۷ سیستم تیرچه های یک طرفه ۱۱۸
۹-۱۱-۸ تیرهای عمیق ۱۱۹

فصل ۹-۱۲- ستون ها **۱۲۱**
۹-۱۲-۱ گستره ۱۲۱
۹-۱۲-۲ کلیات و محدودیت ها ۱۲۱
۹-۱۲-۳ مقاومت مورد نیاز ۱۲۱
۹-۱۲-۴ مقاومت طراحی ۱۲۲
۹-۱۲-۵ محدودیت های آرماتور ۱۲۲
۹-۱۲-۶ جزئیات آرماتورگذاری ۱۲۲

فصل ۹-۱۳- دیوارها **۱۲۶**
۹-۱۳-۱ گستره ۱۲۶
۹-۱۳-۲ کلیات ۱۲۶
۹-۱۳-۳ حد اقل ضخامت دیوار ۱۲۶
۹-۱۳-۴ تلاش های طراحی ۱۲۷
۹-۱۳-۵ مقاومت طراحی ۱۲۸
۹-۱۳-۶ محدودیت های مقادیر آرماتورها ۱۲۹
۹-۱۳-۷ جزئیات آرماتورگذاری ۱۳۱
۹-۱۳-۸ روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر ۱۳۲

فصل ۹-۱۴- دیافراگم ها **۱۳۵**
۹-۱۴-۱ گستره ۱۳۵
۹-۱۴-۲ نیروهای طراحی دیافراگم ۱۳۵
۹-۱۴-۳ حد اقل ضخامت دیافراگم ۱۳۵
۹-۱۴-۴ مقاومت مورد نیاز ۱۳۶
۹-۱۴-۵ مقاومت طراحی ۱۳۷
۹-۱۴-۶ محدودیت های آرماتورگذاری ۱۴۰

فصل ۹-۱۵- شالوده ها **۱۴۲**
۹-۱۵-۱ گستره و تعاریف ۱۴۲
۹-۱۵-۲ کلیات ۱۴۳
۹-۱۵-۳ شالوده های سطحی ۱۴۶
۹-۱۵-۴ شالوده های عمیق ۱۴۸

فصل ۹-۱۶- ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون **۱۵۲**
۹-۱۶-۱ گستره ۱۵۲
۹-۱۶-۲ کلیات ۱۵۲
۹-۱۶-۳ جزئیات میلگردگذاری ناحیه اتصال ۱۵۳
۹-۱۶-۴ الزامات مقاومتی ناحیه اتصال تیر به ستون ۱۵۴
۹-۱۶-۵ انتقال نیروی محوری از طریق سیستم کف ۱۴۶

فصل ۹-۱۷- اتصالات اعضای سازه ای به یکدیگر **۱۵۷**
۹-۱۷-۱ گستره ۱۵۷
۹-۱۷-۲ اتصالات به شالوده ها ۱۵۷
۹-۱۷-۳ انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی ۱۵۹
۹-۱۷-۴ نشیمن ها ۱۶۱
۹-۱۷-۵ اتصالات اعضای پیش ساخته ۱۶۵

فصل ۹-۱۸- مهار به بتن **۱۶۹**
۹-۱۸-۱ گستره ۱۶۹

۹-۱۸-۲ کلیات ۱۷۱
۹-۱۸-۳ الزامات کلی طراحی ۱۷۲
۹-۱۸-۴ الزامات طراحی برای بارهای کششی ۱۷۷
۹-۱۸-۵ الزامات طراحی برای بارهای برشی ۱۸۴
۹-۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی ۱۸۸
۹-۱۸-۷ الزامات فاصله مهارها از یکدیگرو حد اقل ضخامت برای جلوگیری از وقوع گسیختگی دونیم شدگی ۱۸۹
۹-۱۸-۸ الزامات لرزه ای ۱۹۰
۹-۱۸-۹ نصب و بازرسی مهارها ۱۹۳

فصل ۹-۱۹- الزامات بهره برداری ۱۹۷
۹-۱۹-۱ گستره ۱۹۷
۹-۱۹-۲ تغییر مکان یا خیز ۱۹۷
۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک ۲۰۰
۹-۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع شدگی ۲۰۱

فصل ۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله ۲۰۳
۹-۲۰-۱ گستره ۲۰۳
۹-۲۰-۲ کلیات ۲۰۳
۹-۲۰-۳ قاب های با شکل پذیری کم (معمولی) ۲۰۵
۹-۲۰-۴ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری کم (معمولی) ۲۰۶
۹-۲۰-۵ قاب های با شکل پذیری متوسط ۲۰۶
۹-۲۰-۶ قاب های با شکل پذیری زیاد (ویژه) ۲۱۲
۹-۲۰-۷ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد (ویژه) ۲۲۴
۹-۲۰-۸ دیافراگم ها و خرپاها (شکل پذیری متوسط و زیاد) ۲۳۷
۹-۲۰-۹ شالوده ها ۲۴۰
۹-۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی شوند ۲۴۷

فصل ۹-۲۱- جزئیات آرماتورگذاری ۲۵۱
۹-۲۱-۱ گستره ۲۵۱
۹-۲۱-۲ فاصله های حد اقل و قلاب ها ۲۵۱
۹-۲۱-۳ طول گیرایی ۲۵۳
۹-۲۱-۴ وصله میلگردها ۲۶۰
۹-۲۱-۵ گروه میلگردها ۲۶۴
۹-۲۱-۶ آرماتورهای عرضی ۲۶۴

فصل ۹-۲۲- مدارک ساخت، بازرسی و نظارت ۲۷۰
۹-۲۲-۱ گستره ۲۷۰
۹-۲۲-۲ مبانی طراحی ۲۷۰
۹-۲۲-۳ اطلاعات اجزاء ساختمان ۲۷۰

۹-۲۲-۴ الزامات مصالح و مخلوط بتن ۲۷۰
۹-۲۲-۵ تولید بتن و بتن ریزی ۲۷۸
۹-۲۲-۶ آرماتورها و الزامات ساخت ۲۸۲
۹-۲۲-۷ مهاری ها در بتن ۲۸۴
۹-۲۲-۸ اقلام مدفون ۲۸۵
۹-۲۲-۹ الزامات برای قطعات بتنی پیش ساخته ۲۸۶
۹-۲۲-۱۰ قالب بندی ۲۸۶
۹-۲۲-۱۱ ارزیابی و پذیرش بتن ۲۸۷
۹-۲۲-۱۲ ارزیابی و پذیرش فولاد ۲۸۹
۹-۲۲-۱۳ بازرسی ۲۹۳

فصل ۹-۲۳- ارزیابی مقاومت اجزاء و سازه های ساخته شده ۲۹۵
۹-۲۳-۱ گستره ۲۹۵
۹-۲۳-۲ کلیات ۲۹۵
۹-۲۳-۳ ارزیابی مقاومت به روش تحلیلی ۲۹۵
۹-۲۳-۴ ارزیابی مقاومت به روش آزمایش بارگذاری ۲۹۶

پیوست ۹-پ۱- دوام بتن و آرماتور ۳۰۰
۹-پ۱-۱ گستره ۳۰۰
۹-پ۱-۲ الزامات برای بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید ۳۰۲
۹-پ۱-۳ الزامات برای بتن مسلح در خوردگی ناشی از کربناته شدن ۳۰۵
۹-پ۱-۴ الزامات دوام بتن برای حمله سولفاتی ۳۰۷
۹-پ۱-۵ الزامات دوام بتن برای شرایط رویارویی با آب دریا ۳۰۸
۹-پ۱-۶ الزامات دوام بتن در معرض چرخه های یخزدن و آب شدن ۳۰۹
۹-پ۱-۷ الزامات دوام بتن برای کنترل واکنش قلیایی سنگدانه ها ۳۰۹
۹-پ۱-۸ الزامات دوام بتن برای سایش و فرسایش ۳۱۰
۹-پ۱-۹ الزامات دوام بتن در مقابل آتش ۳۱۲
۹-پ۱-۱۰ دوام آرماتورها ۳۱۲
۹-پ۱-۱۱ تخمین زمان آغاز خوردگی آرماتوردر اجزائ سازه های بتن آرمه ۳۱۳

پیوست ۹-پ۲- طراحی در برابر آتش سوزی ۳۱۵
۹-پ۲-۱ گستره ۳۱۵
۹-پ۲-۲ تعاریف ۳۱۵
۹-پ۲-۳ ضوابط طراحی ۳۱۶
۹-پ۲-۴ زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در دال ها ۳۱۷
۹-پ۲-۵ زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در تیرها ۳۲۰
۹-پ۲-۶ زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در ستون ها ۳۲۱
۹-پ۲-۷ زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در دیوارها ۳۲۴
۹-پ۲-۸ اضافه کردن زمان مقاومت در برابر آتش با استفاده از مصالح اضافی عایق کننده ۳۲۶

پیوست ۹-پ۳- روش خرپایی **۳۲۸**
۹-پ۳-۱ گستره ۳۲۸
۹-پ۳-۲ تعاریف ۳۲۸
۹-پ۳-۳ کلیات ۳۳۰
۹-پ۳-۴ اعضاء فشاری (بست ها) ۳۳۲
۹-پ۳-۵ اعضاء کششی (بندها) ۳۳۸
۹-پ۳-۶ گره ها ۳۳۹
۹-پ۳-۷ گره های خم میلگرد ۳۴۰
۹-پ۳-۷ طرح مقاوم لرزه‌ای به روش خرپایی ۳۴۳
۹-پ۳-۹ گام‌های محاسباتی و مدل‌سازی خرپاها ۳۴۴
۹-پ۳-۱۰ کنترل ترک ۳۴۵

پیوست ۹-پ۴- روش طراحی ساده ساختمان های بتنی **۳۴۶**
۹-پ۴-۱ کلیات و دامنه کاربرد ۳۴۶
۹-پ۴-۲ طراحی اجزاء سیستم قاب خمشی ۳۴۶
۹-پ۴-۳ طراحی ۳۴۶

پیوست ۹-پ۵- جمع شدگی و خزش بتن **۳۶۳**
۹-پ۵-۱ گستره ۳۶۳
۹-پ۵-۲ کلیات ۳۶۳
۹-پ۵-۳ اثرات جمع شدگی بتن ۳۶۳
۹-پ۵-۴ اثرات خزش بتن ۳۶۵

پیوست ۹-پ۶- روش ضرائب لنگر خمشی در دال ها **۳۶۸**
۹-پ۶-۱ گستره ۳۶۸
۹-پ۶-۲ روش طراحی ۳۶۸
۹-پ۶-۳ ضخامت دال ۳۶۹
۹-پ۶-۴ تلاش برشی در تیر و دال ۳۶۹
۹-پ۶-۵ لنگرهای خمشی در تیرها ۳۶۹

۹-۱ کلیات

۹-۱-۱ گستره

این فصل به شرح مختصر اصولی اختصاص دارد که مبحث ۹ بر اساس آن‌ها تنظیم شده است. عناوین این اصول به صورت زیر هستند:

الف- مطالب عمومی

ب- هدف

پ- دامنه‌ی کاربرد

ت- روش طراحی

ث- بارگذاری و ترکیب‌های آن‌ها

ج- سیستم واحد اندازه گیری

چ- بازرس ساختمان

ح- مهندس طراح دارای صلاحیت

خ- مدارک و مستندات ساخت

د- روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی و اجرایی، و یا مصالح ساختمانی متفاوت

ذ- مراجع

۹-۱-۲ مطالب عمومی

۹-۱-۲-۱ این مبحث قسمتی از مباحث ۲۲ گانه از مقررات ملی ساختمانی ایران است که عمدتاً برای ساختمان‌ها تدوین شده است و باید در هماهنگی با سایر مباحث مقررات ملی به کار برده شود.

۹-۱-۲-۲ نسخه‌ی اصلی این مبحث به زبان فارسی و با استفاده از واحدهای سیستم بین المللی SI می‌باشد. در صورت وجود مغایرت بین نسخه‌های ترجمه شده و سایر نسخه‌ها با نسخه‌ی اصلی، نسخه‌ی اصلی معتبر خواهد بود.

۹-۱-۲-۳ در این مبحث حداقل الزامات برای مصالح، طراحی، اجرا، و ارزیابی مقاومتی اجزای بتن آرمه در سیستم‌های سازه-ای که طبق ضوابط مباحث ۲۲ گانه از مقررات ملی ساختمان ایران و خصوصا مباحث ۶ و ۷ آن تعیین شده‌اند، ارائه می‌گردد.

۹-۱-۲-۵ در طراحی قطعات و سازه‌هایی که در محدوده‌ی کاربرد این مبحث قرار دارند، باید فقط از ضوابط فصل‌های مختلف این مبحث استفاده گردد؛ و اختلاط ضوابط طراحی این مبحث با سایر آیین نامه‌های ملی و یا بین المللی، هر چند معتبر، مجاز نمی‌باشد.

۹-۱-۳ هدف

۹-۱-۳-۱ هدف این مبحث ارائه‌ی حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن‌ها، میزان مناسبی از مقاومت، پایداری، بهره برداری، پایایی و انسجام در سازه‌های بتنی موضوع این مبحث مطابق تعاریف زیر، تامین شده؛ و سلامت و ایمنی استفاده کنندگان از این سازه‌ها حفظ شود.

الف- مقاومت - منظور از مقاومت آن است که سازه‌ها و یا اعضای آن‌ها در طول عمر سازه، بارهای وارده را به خوبی تحمل کنند، آسیب قابل ملاحظه متحمل نشوند، و قطعات شکسته نشوند.

ب- پایداری - منظور از پایداری آن است که حالت تعادل بین بارهای وارده به سازه، در جزء و یا کل، تحت تاثیر تغییر شکل‌های ایجاد شده در آن دچار اختلال نشده، و پیکره‌ی اصلی سازه و قطعات آن حفظ گردیده و سازه و یا اعضای آن دچار فرو ریزش نشوند.

پ- بهره برداری - منظور از بهره برداری آن است که سازه عملکرد مورد انتظار خود را در طول عمر سازه حفظ کند؛ و افزایش تغییر شکل‌ها و یا باز شدگی ترک‌ها، و نیز ارتعاشات بیش از حد سازه یا اعضای آن، مشکلی برای استفاده کنندگان ایجاد نکند. به علاوه آتش سوزی آسیب قابل ملاحظه به سازه وارد ننماید.

ت- پایایی یا دوام - منظور از پایایی و دوام آن است که اجزای بتن و فولاد و ترکیب آن‌ها چنان در نظر گرفته شوند که با شرایط محیط و بهره برداری سازگاری کافی داشته باشند؛ و شرایط موجود محیطی و یون‌های در دسترس، موجب فرسودگی، پیری زود رس و یا انهدام آن‌ها نشود.

ث- انسجام یا یک‌پارچگی - منظور از انسجام یا یک‌پارچگی آن است که اعضای سازه و اتصالات آن‌ها به یک دیگر چنان تنظیم شوند که یک یا چند مسیر مناسب برای عبور بارهای وارده به سمت شالوده فراهم شده، و هم‌بستگی کل سازه تامین شده باشد.

۹-۱-۴ دامنه‌ی کاربرد

۹-۱-۴-۱ ضوابط و مقررات این مبحث شامل اصول کلی طراحی سازه‌های بتن آرمه است؛ ولی کاربرد مشخص آن‌ها در ساختمان‌های متعارفی است که با بتن معمولی یا با بتن سبک ساخته می‌شوند. در سازه‌های بتن آرمه در این مبحث، مقاومت مشخصه‌ی بتن بین ۲۰ تا ۷۰ مگا پاسکال، و مقاومت تسلیم فولاد بین ۲۲۰ تا ۵۵۰ مگا پاسکال خواهد بود.

۹-۱-۴-۲ ضوابط و مقررات این مبحث تا جایی که کاربرد داشته باشند در مورد سازه‌های خاص، از جمله موارد زیر، رعایت می‌شوند. بدیهی است که برای سازه‌های خاص، ضوابط و مقررات ویژه‌ای لازم است که در این مبحث ذکر نشده است و باید از ضوابط سایر آیین نامه‌های ملی استفاده گردد.

الف- سازه‌های بتنی ساده و کم آرماتور،

ب- سازه‌های بتنی پیش تنیده،

پ- سازه‌های بتنی پیش ساخته،

ت - سازه‌های بتنی با سنگ دانه های سبک و سنگین،

ث - سازه‌های بتنی ساخته شده با بتن متخلخل یا بتن اسفنجی،

ج- سازه‌های بتنی با الیاف،

چ- سازه‌های بتنی که در معرض دمای زیاد قرار می‌گیرند،

ح- سازه‌های بتنی خاص نظیر پل‌ها، سازه‌های آبی و مخازن محتوی سیالات، سدها، سیلوها، سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، دودکش‌ها، نیروگاه‌های هسته‌ای، تونل‌های تاسیساتی زیر زمینی، و پوسته‌ها و ورق‌های تا شده.

۹-۱-۴-۳ در سازه‌ها و یا اعضای بتنی غیر مرکب درجا ریز با قالب‌های درجای ماندگار، می‌توان از ضوابط طراحی این مبحث استفاده نمود. در صورت استفاده از عرشه‌های فولادی غیر مرکب درجای ماندگار که به عنوان قالب استفاده می‌شود، می‌توان دال بتنی را به تنهایی برای کل بارهای وارده، و یا در صورتی که عرشه برای وزن بتن تازه طراحی شده است، برای کل بارهای وارده منهای وزن بتن و عرشه محاسبه نمود.

۹-۱-۴-۴ سازه‌های بتنی مرکب ساخته شده از بتن و نیم‌رخ‌های فولادی یا عرشه‌های مرکب فولادی، در محدوده‌ی سازه‌های فولادی محسوب شده و در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به آن‌ها پرداخته می‌شود.

۹-۱-۴-۵ شمع‌ها و ستون پایه‌هایی که در داخل خاک قرار دارند، فقط در موارد زیر در دامنه‌ی کاربرد این مبحث قرار می-گیرند:

الف- در قسمت‌هایی از اعضاء پی های عمیق که در هوا، آب، و یا خاک سست غیر مقاوم جهت تامین مهار جانبی آن‌ها در برابر کمانش واقع شده‌اند.

ب- در اعضائی از پی های عمیق که بار سازه‌هایی را تحمل می کنند که در مقابل زلزله با شکل پذیری متوسط و یا زیاد طراحی شده اند.

پ- در اعضاء پی های عمیق که طراحی آن ها بر اساس روش مقاومت انجام شده است.

۹-۱-۵ روش طراحی

۹-۱-۵-۱ روش طراحی در این مبحث «روش طرح مقاومت» است. در این روش قطعات سازه در وضعیت نهایی باربری خود در نظر گرفته شده و ظرفیت باربری آن‌ها برای هر تلاش خاص تعیین می‌گردد. در تعیین این ظرفیت رفتار غیر خطی بتن و فولاد در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت باربری قطعه در هر مقطع باید به اندازه‌ای باشد که رابطه‌ی زیر برای هر تلاش تامین شده باشد.

$$\emptyset S_n \geq U \qquad (۱-۱)$$

در این رابطه:

S_n مقاومت اسمی مقطع، U تلاش ضریب‌دار وارد به مقطع و $\emptyset$ ضریب کاهش مقاومت است که بر اساس رفتار عضو در برابر تلاش وارده تعیین می‌شود.

۹-۱-۶ بارگذاری

۹-۱-۶-۱ در این مبحث برای بارگذاری سازه، ترکیب‌های بارهای مختلف در طراحی و نیز ضریب‌های بار از ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده می‌شود. اعمال هر گونه تغییری که در ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان داده شود در این مبحث لازم الاجرا است. خلاصه‌ای از این ضوابط در فصل ۹-۷، برای سهولت دسترسی، آورده شده است.

۹-۱-۷ سیستم واحد اندازه گیری

۹-۱-۷-۱ در این آیین نامه واحدهای اندازه گیر، سیستم بین المللی SI بوده و غالبا از متر، ثانیه، کیلوگرم جرم، و نیوتن استفاده می‌شود. واحدهایی که در این مبحث مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارتند از:

طول: متر

زمان: ثانیه

جرم: کیلوگرم

وزن: نیوتن

تنش و فشار: نیوتن بر متر مربع (پاسکال)؛ و یا نیوتن بر میلی متر مربع (مگا پاسکال).

۹-۱-۸ بازرس ساختمان

۹-۱-۸-۱ در این مبحث بازرس ساختمان به شخصیتی حقیقی یا حقوقی اطلاق می‌شود که اجرای این مبحث را مدیریت و اعمال می‌کند. شرح وظایف و حدود اختیارات بازرس ساختمان مطابق ضوابط مبحث ۲ مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

۹-۱-۸-۲ اعمال و تصمیمات بازرس ساختمان نباید ناقض ضوابط این مبحث باشد.

۹-۱-۸-۳ بازرس ساختمان مجاز است به منظور اطمینان از کیفیت مصالح مصرفی در اجرا (بتن، آرماتور، آب، افزودنی‌ها و غیره)، و یا اطمینان از ایمنی برخی از اجزای سازه، دستور آزمایش برای هر کدام از مصالح مصرفی، و یا آزمایش بارگذاری قطعات در مشورت با مهندس طراح دارای صلاحیت را بدهد.

۹-۱-۹ مهندس طراح دارای صلاحیت

۹-۱-۹-۱ در این مبحث مهندس طراح دارای صلاحیت به شخصیتی حقیقی یا حقوقی اطلاق می‌شود که مسئولیت طراحی سازه و نظارت بر اجرای آن را عهده دار بوده، و دارای صلاحیت یا رتبه بندی از طرف سازمان‌های مسئول مرتبط می‌باشد. شرح وظایف و حدود اختیارات مهندس طراح دارای صلاحیت مطابق ضوابط مبحث ۲ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

۹-۱-۱۰ مدارک و مستندات ساخت

۹-۱-۱۰-۱ مهندس طراح دارای صلاحیت باید کلیه‌ی اطلاعات ذکر شده در فصل ۹-۲۲ و یا سایر اطلاعات اضافی را که از طرف بازرس ساختمان (مثل شهرداری‌ها و یا سازمان‌های نظام مهندسی و غیره) مورد نیاز است، تهیه و ارائه دهد.

۹-۱-۱۰-۲ در صورت الزام بازرس ساختمان، محاسبات مربوط به آنالیز و طراحی سازه به همراه اطلاعات ورودی و خروجی برنامه های کامپیوتری و فرضیات محاسباتی، باید به مدارک ساخت ضمیمه شوند.

۹-۱-۱۱ روش ها و سیستم‌های خاص طراحی و اجرایی، و یا مصالح ساختمانی متفاوت

۹-۱-۱۱-۱ در صورت نیاز به استفاده از روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی و یا مصالح ساختمانی متفاوت با آن چه در این مبحث ارائه شده است، ولی در دامنه‌ی کاربرد آن قرار دارد، ارائه دهندگان این سیستم‌ها، روش‌ها، و یا مصالح که استفاده‌ی موفق از آن را در گذشته تجربه کرده‌اند، می‌توانند این موارد را همراه با کلیه‌ی مستندات به بازرس ساختمان ارائه دهند. بازرس ساختمان باید موارد را به تفصیل در اختیار کمیته‌ی بررسی که از طرف مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود قرار دهد. کمیته‌ی مزبور می‌تواند پس از اطمینان از آنالیزها و آزمایش‌های آنجام شده، و یا در صورت لزوم با انجام آنالیزها و آزمایش‌های تکمیلی، نظر فنی خود را ابلاغ نماید.

۹-۱-۱۲ مراجع

۹-۱-۱۲-۱ استفاده از مراجع زیر برای طراحان و مجریان توصیه می‌شود. در صورت وجود هر گونه عدم انطباق بین مطالب این مراجع و ضوابط این مبحث، باید از ضوابط این مبحث استفاده شود.

۱- مقررات ملی ساختمانی ایران – مباحث ۲۲ گانه – ویرایش‌های ۱۳۹۵ تا ۱۳۹۷،

۲- استانداردهای ملی ایران – مباحث مربوط به بتن و اجزای آن در جدیدترین ویرایش موجود،

۳- آیین نامه‌ی بتن ایران (آبا) – جلدهای اول و دوم – ویرایش ۱۳۹۷،

۴- ضوابط انجمن آمریکایی مصالح و آزمایش‌ها (ASTM)،

۵- مجموعه‌ی ۶ جلدی آیین نامه‌های انجمن بتن آمریکا (ACI Manual of Concrete Practice)،

۶- آیین نامه‌ی بتن آمریکا (ACI 318-14 و یا ویرایش‌های جدیدتر آن)،

۷- آیین نامه‌های اروپایی بتن (Euro Code 2 – Parts 1,2,3 و CEB-FIP Model Code 2010)،

۸- آیین نامه‌ی بتن کانادا (A23.3-2014)،

۹- آیین نامه‌ی بتن استرالیا (AS 3600-2009)،

۱۰- آیین نامه‌ی بتن نیوزلند (NZS 3101-2006).

۹-۲ علائم و تعاریف

۹-۲-۱ گستره

در این فصل علائم اختصاری و تعاریف اصطلاحات استفاده شده در این مبحث تعریف میشوند.

۹-۲-۲ علائم اختصاری

علامت	تعریف	واحد
a	عمق بلوک مستطیلی تنش معادل.	میلی متر
a_v	دهانه برش، برابر با فاصله مرکز بار متمرکز تا بر تکیه گاه در اعضای پیوسته یا طره ای، یا تا مرکز تکیه گاه در اعضای با تکیه گاه ساده.	میلی متر
A_b	سطح مقطع یک میلگرد یا سیم.	میلی متر مربع
A_{bp}	مساحت صفحه متصل به عضو فشاری در تماس با بتن یا گروت.	میلی متر مربع
A_{brg}	مساحت خالص اتکایی سر گل میخ، میل مهار یا میلگرد آجدار سردار.	میلی متر مربع
A_c	سطح مقطع بتن که در برابر انتقال برش مقاومت می کند.	میلی متر مربع
A_{cf}	بزرگترین سطح مقطع ناخالص دو نوار متعامد دال-تیر در محل یک ستون، در دال‌های دوطرفه.	میلی متر مربع
A_{ch}	سطح مقطع عضو که تا بر بیرونی آرماتور عرضی اندازه گیری می شود.	میلی متر مربع
A_{cp}	سطح مقطع عضو محصور به محیط خارجی آن.	میلی متر مربع
A_{cs}	سطح مقطع در یک انتهای بست در روش خرپایی که عمود بر محور بست منظور می شود.	میلی متر مربع
A_{ct}	مساحت قسمتی از مقطع که بین وجه کششی خمشی و مرکز سطح مقطع ناخالص قرار دارد.	میلی متر مربع
A_{cv}	سطح مقطع ناخالص بتن احاطه شده در ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی در دیوارها، و سطح مقطع ناخالص بتن در دیافراگم‌ها. سطح ناخالص، مساحت کل مقطع تعریف شده منهای مساحت بازشوها در آن است.	میلی متر مربع
A_{cw}	سطح مقطع بتن در یک دیوار پایه، قطعه دیواری افقی یا تیر همبند در دیوارهای هم‌بسته که در مقابل برش مقاومت می‌کند.	میلی متر مربع
$A_{ef\,و\,sl}$	مساحت تکیه گاهی موثر در زبانه برشی.	میلی متر مربع
A_f	سطح مقطع آرماتور کششی در نشیمن ها که برای تحمل خمش بکار برده می‌شود.	میلی متر مربع
A_g	سطح مقطع ناخالص یک عضو بتنی. در یک مقطع مجوف فضای خالی منظور نمی‌شود.	میلی متر مربع
A_h	سطح مقطع کل آرماتور برشی موازی با آرماتور کششی اصلی در نشیمن ها.	میلی متر مربع
A_{hs}	مجموع سطوح میلگردهای قلابدار و یا سردار که در مقطع بحرانی به مقاومت تسلیم می رسند.	میلی متر مربع
A_j	سطح مقطع مؤثر برشی در یک ناحیه اتصال در صفحه ای موازی با صفحه آن دسته از آرماتورهای تیر که باعث ایجاد برش در ناحیه اتصال می شوند.	میلی متر مربع
A_l	مساحت کل آرماتور طولی مقاوم در برابر پیچش.	میلی متر مربع

علامت	تعریف	واحد
$A_{l,min}$	حداقل مساحت آرماتور طولی مقاوم در برابر پیچش.	میلی متر مربع
A_n	مساحت آرماتور در یک نشیمن که در برابر نیروی قیدی ضریبدار N_{uc} مقاومت می کند.	میلی متر مربع
A_{nz}	مساحت یک وجه از ناحیه گرهی یا یک مقطع از ناحیه گرهی.	میلی متر مربع
A_{Na}	سطح تأثیر تصویر شده یک مهار چسبی منفرد یا گروهی از مهار های چسبی برای محاسبه مقاومت پیوستگی در کشش.	میلی متر مربع
A_{Nao}	سطح تأثیر تصویر شده یک مهار چسبی منفرد برای محاسبه مقاومت پیوستگی در کشش در صورتی که با فاصله از لبه یا فاصله بینابینی محدود نشده باشد.	میلی متر مربع
A_{Nc}	سطح شکست تصویر شده بتن از یک مهار منفرد یا گروه مهار ها برای محاسبه مقاومت در کشش.	میلی متر مربع
A_{Nco}	سطح شکست تصویر شده بتن از یک مهار منفرد برای محاسبه مقاومت در کشش در صورتی که با فاصله از لبه یا فاصله بینابینی محدود نشده باشد.	میلی متر مربع
A_o	مساحت ناخالص محدود به مسیر جریان برش ناشی از پیچش.	میلی متر مربع
A_{oh}	سطح محدود به محورهای بیرونی ترین آرماتور عرضی بسته پیچشی.	میلی متر مربع
A_{pd}	مساحت کل اشغال شده توسط داکتها و غلافها.	میلی متر مربع
A_s	مساحت آرماتور طولی کششی.	میلی متر مربع
A'_s	مساحت آرماتور طولی فشاری.	میلی متر مربع
A_{sc}	مساحت آرماتور کششی اصلی در یک نشیمن.	میلی متر مربع
$A_{se,N}$	سطح مقطع مؤثر مهار در کشش.	میلی متر مربع
$A_{se,V}$	سطح مقطع مؤثر مهار در برش.	میلی متر مربع
A_{sh}	سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی ها، در فاصله s از یکدیگر و عمود بر ضلع b_c از مقطع عضو.	میلی متر مربع
A_{si}	مساحت کل آرماتور سطحی در فاصله s_i در لایه i اُم متقاطع با بست با آرماتوری با زاویه α_i نسبت به محور بست.	میلی متر مربع
$A_{s,min}$	حداقل مساحت آرماتور خمشی.	میلی متر مربع
A_{st}	مساحت کل آرماتور طولی شامل میلگردها و نیمرخ های فولادی.	میلی متر مربع
A_t	مساحت یک ساق خاموت بسته، دورگیر و یا تنگ مقاوم در برابر پیچش در فاصله s.	میلی متر مربع
A_{th}	مجموع سطوح تنگ ها یا آرماتورهای عرضی که میلگردهای قلاب دار را محصور می کنند.	میلی متر مربع
A_{tr}	سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s که صفحه محتمل ترک خوردگی آرماتورهای را که مهار می شوند، قطع می کند.	میلی متر مربع
A_{ts}	مساحت آرماتور در یک بند.	میلی متر مربع
A_{tt}	مجموع سطوح تنگ ها یا آرماتورهای عرضی که بعنوان تنگ های موازی برای میلگردهای سر دار عمل می کنند.	میلی متر مربع
A_v	مساحت آرماتور برشی در فاصله s.	میلی متر مربع
A_{vd}	مساحت کل هر گروه از آرماتورهای قطری، در یک تیر هم‌بند با آرماتورگذاری قطری.	میلی متر مربع
A_{vf}	مساحت آرماتور در برش اصطکاکی.	میلی متر مربع
A_{vh}	مساحت آرماتور برشی موازی آرماتور کششی خمشی در فاصله s_2.	میلی متر مربع

علامت	تعریف	واحد
$A_{v,min}$	حداقل مساحت آرماتور برشی در فاصله s.	میلی متر مربع
A_{Vc}	سطح شکست تصویر شده بتن در یک مهار یا گروه مهار ها برای محاسبه مقاومت در برش.	میلی متر مربع
A_{Vco}	سطح شکست تصویر شده بتن در یک مهار برای محاسبه مقاومت در برش در صورتی که با تأثیر کنج، فاصله یا ضخامت عضو محدود نشده باشد.	میلی متر مربع
A_1	سطح بار گذاری‌شده در محاسبه مقاومت اتکایی، مقاومت بست یا مقاومت گره.	میلی متر مربع
A_2	مساحت قاعده تحتانی مخروط، هرم و یا گوه ناقص، که کلا در درون تکیه گاه قرار گرفته و سطح فوقانی آن A_1 بوده و یال‌های جانبی آن دارای شیب یک به دوی قائم به افقی می‌باشد.	میلی متر
b	عرض وجه فشاری عضو.	میلی متر
b_c	عرض هسته مرکزی مقطع عضو که در محاسبه مساحت A_{sh} به کار می‌رود. این عرض تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه‌گیری می‌شود.	میلی متر
b_f	عرض مؤثر بال.	میلی متر
b_o	محیط مقطع بحرانی برای برش دوطرفه در دال ها و شالوده ها.	میلی متر
b_s	عرض یک بست.	میلی متر
b_{sL}	عرض زبانه برشی.	میلی متر
b_{slab}	عرض مؤثر دال.	میلی متر
b_t	عرض قسمتی از سطح مقطع، محدود شده با خاموت های بسته، که در برابر پیچش مقاومت می‌کند.	میلی متر
b_v	عرض مقطع در سطح تماسی که برای محاسبه برش افقی در نظر گرفته می‌شود.	میلی متر
b_w	عرض جان یا قطر آن در مقطع دایره ای.	میلی متر
b_1	بُعد مقطع بحرانی b_o در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می شوند.	میلی متر
b_2	بُعد مقطع بحرانی b_o در راستای عمود بر b_1.	میلی متر
B_n	مقاومت اتکایی اسمی.	نیوتن
B_u	بار اتکایی ضریبدار.	نیوتن
c	فاصله دورترین تار فشاری تا محور خنثی.	میلی متر
c_{ac}	فاصله مورد نیاز یک مهار کاشتنی در کشش از لبه بحرانی جهت ایجاد مقاومت پایه که با شکست بتن یا پیوستگی مهار در بتن ترک نخورده کنترل می شود، بدون آرماتور اضافی جهت کنترل دو نیم شدگی.	میلی متر
$c_{a,max}$	حداکثر فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن.	میلی متر
$c_{a,min}$	حداقل فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن.	میلی متر
c_{a1}	فاصله مرکز میله مهار تا لبه بتن در یک راستا. اگر برش به مهار وارد می شود c_{a1} در راستای اعمال برش است. اگر کشش به مهار وارد می شود c_{a1} حداقل فاصله از لبه است. اگر مهارها در معرض برش در مقاطع نازک با ضخامت محدود قرار می گیرند، مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۵-۲-۴ است.	میلی متر
c_{a2}	فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن در راستای عمود بر c_{a1}.	میلی متر
c_b	مقدار کمتر: (الف) فاصله مرکز میلگرد یا سیم تا نزدیک ترین سطح بتن و (ب) نصف	میلی متر

علامت	تعریف	واحد
	فاصله مرکز به مرکز میلگردها یا سیم هایی که مهار می شوند.	
c_c	پوشش بتنی آرماتور.	میلی متر
c_{Na}	فاصله تصویر شده از مرکز میله مهار در یک سمت مهار که برای تامین کل مقاومت پیوستگی یک مهار چسبی لازم است.	میلی متر
c_{sl}	فاصله مرکز ثقل نزدیک ترین ردیف مهارهای کششی به زبانه برشی تا مرکزثقلی زبانه برشی.	میلی متر
c_t	فاصله وجه داخلی ستون از لبه دال در راستای c_1، در مواردی که از c_1 کوچکتر است.	میلی متر
c_1	بُعد ستون مستطیلی یا معادل مستطیلی، سرستون یا دستک در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می شوند.	میلی متر
c_2	بُعد ستون مستطیلی یا معادل مستطیلی، سرستون یا دستک اندازه گیری شده در راستای عمود بر c_1.	میلی متر
C_m	ضریب ارتباط دهنده دیاگرام لنگر واقعی به دیاگرام لنگر یکنواخت معادل.	_
d	فاصله دورترین تار فشاری بتن از مرکز ثقل آرماتور کششی طولی.	میلی متر
d'	فاصله دورترین تار فشاری بتن از مرکز ثقل آرماتور فشاری طولی.	میلی متر
d_a	قطر خارجی مهار یا قطر میله گلمیخ سر دار، پیچ سر دار یا پیچ قلابدار.	میلی متر
d'_a	مقدار جایگزین d_a در صورت استفاده از مهار بزرگتر از اندازه مورد نیاز.	میلی متر
d_{agg}	حداکثر اندازه اسمی سنگدانه های درشت.	میلی متر
d_b	قطر اسمی میلگرد یا سیم.	میلی متر
d_{pile}	قطر شمع در بستر شالوده.	میلی متر
D	بار مرده بهره برداری یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	-
D_s	بار اضافه شده مرده و یا اثرات ناشی از آن در حد بهره برداری	-
D_w	بار مرده ناشی از وزن عضو یا اثرات ناشی از آن در حد بهره برداری	-
e_h	فاصله از سطح داخلی میله پیچ J شکل یا L شکل تا نوک خارجی پیچ J شکل یا L شکل.	میلی متر
e'_N	فاصله بین برآیند بار کششی وارد بر گروه مهار تحت کشش و مرکز ثقل گروه مهار در کشش که همیشه مثبت است.	میلی متر
e'_V	فاصله بین برآیند بار برشی وارد بر گروه مهار تحت برش در یک راستا و مرکز ثقل گروه مهار در برش در همان راستا که همیشه مثبت است.	میلی متر
E	بار زلزله افقی و عمودی یا اثرات ناشی از آنها.	_
E_c	مدول الاستیسیته بتن.	مگا پاسکال
E_{cb}	مدول الاستیسیته بتن تیر.	مگا پاسکال
E_{cs}	مدول الاستیسیته بتن دال.	مگا پاسکال
EI	سختی خمشی عضو.	*نیوتن میلی متر مربع*
$(EI)_{eff}$	سختی خمشی مؤثر عضو.	*نیوتن میلی متر مربع*
E_s	مدول الاستیسیته فولاد.	مگا پاسکال

علامت	تعریف	واحد
f'_c	مقاومت فشاری مشخصه بتن.	مگا پاسکال
$\sqrt{f'_c}$	جذر مقاومت فشاری مشخصه بتن. در روابط اریه شده حاصل این جذر همواره بعد تنش (مگا پاسکال) دارد.	مگا پاسکال
f_{ce}	مقاومت فشاری موثر بتن در بست یا ناحیه گرهی.	مگا پاسکال
f_{ct}	متوسط مقاومت کششی شکافتی اندازه گیری شده بتن سبک.	مگا پاسکال
f_d	تنش در دورترین تار بتن کششی ترک نخورده مقطع زیر اثر بار مرده بدون ضریب.	مگا پاسکال
f_r	مدول گسیختگی بتن.	مگا پاسکال
f_s	تنش کششی در آرماتور در اثر بارهای بهره‌برداری.	مگا پاسکال
f'_s	تنش فشاری در آرماتور در اثر بارهای ضریبدار.	مگا پاسکال
f_{uta}	مقاومت کششی مشخصه فولاد مهار.	مگا پاسکال
f_y	مقاومت تسلیم مشخصه آرماتور.	مگا پاسکال
f_{ya}	مقاومت تسلیم مشخصه فولاد مهار.	مگا پاسکال
f_{yt}	مقاومت تسلیم مشخصه آرماتورهای عرضی.	مگا پاسکال
F	بار جانبی بهره برداری ناشی از فشار مایعات و یا اثرات آن، بدون ضریب.	_
F_{nn}	مقاومت اسمی در وجه ناحیه گره ای.	نیوتن
F_{ns}	مقاومت اسمی بست.	نیوتن
F_{nt}	مقاومت اسمی بند.	نیوتن
F_{un}	نیروی ضریبدار وارد بر وجه یک ناحیه گره ای.	نیوتن
F_{us}	نیروی فشاری ضریبدار در یک بست.	نیوتن
F_{ut}	نیروی کششی ضریبدار در یک بند.	نیوتن
h	ضخامت، ارتفاع یا عمق کلی یک عضو.	میلی متر
h_a	ضخامت عضوی که در آن مهار قرار گرفته در موازات محور مهار.	میلی متر
h_{ef}	عمق مؤثر جاگذاری مهار.	میلی متر
h_{sx}	ارتفاع طبقه در طبقه x.	میلی متر
h_u	ارتفاع مهارنشده جانبی دیوار یا دیوارپایه در محل تارهای فشاری حداکثر، معادل l_u در اعضای فشاری.	میلی متر
h_w	ارتفاع کل دیوار از پای آن تا بالا، یا ارتفاع آزاد قطعه دیواری یا دیوار پایه مورد نظر.	میلی متر
$h_{ef,sl}$	ارتفاع موثر جاگذاری شده زبانه برشی	میلی متر
h_{sl}	ارنقاع جا گذاری شده زبانه برشی	میلی متر
h_{wcs}	ارتقاع کل دیوار در بالای مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری	میلی متر
h_x	حداکثر فاصله مرکز به مرکز میلگردهای پیرامون ستون یا المان مرزی دیوار که به گوشه خاموت‌ها، دورگیرها و سنجاقی ها تکیه کرده‌اند.	میلی متر
H	بار جانبی ناشی از فشار خاک، آب‌های زیرزمینی و یا سایر مصالح فله ای و یا اثرات آن، در شرایط عادی بهره‌برداری.	نیوتن
I	ممان اینرسی مقطع حول محور ثقل.	*میلی متر به توان ۴*
I_b	ممان اینرسی مقطع ناخالص تیر حول محور ثقل.	*میلی متر به توان ۴*
I_{cr}	ممان اینرسی مقطع بتنی ترک خورده تبدیل یافته به بتن.	*میلی متر به توان ۴*

علامت	تعریف	واحد
I_e	ممان اینرسی مؤثر برای محاسبه تغییرشکل.	*میلی متر به توان ۴*
I_g	ممان اینرسی مقطع ناخالص بتن حول محور ثقل بدون در نظر گرفتن آرماتورها.	*میلی متر به توان ۴*
I_s	ممان اینرسی مقطع ناخالص دال حول محور ثقل.	*میلی متر به توان ۴*
I_{se}	ممان اینرسی آرماتورها حول محور ثقل مقطع عضو.	*میلی متر به توان ۴*
I_{sx}	ممان اینرسی نیمرخ فولادی سازه ای، لوله ها و غلاف ها حول محور ثقل.	*میلی متر به توان ۴*
k	ضریب طول مؤثر در اعضای فشاری.	–
k_c	ضریب برای مقاومت شکست مبنای بتن در کشش.	–
k_{cp}	ضریب برای مقاومت اهرمی بتن.	–
k_f	ضریب برای مقاومت بتن.	–
k_n	ضریب مؤثر محصورشدگی.	–
K_{tr}	شاخص آرماتور عرضی.	میلی متر
l	طول دهانه تیر یا دال یک طرفه. طول آزاد طره.	میلی متر
l_{be}	طول المان مرزی از وجه فشاری عضو.	میلی متر
l_a	طول جاگذاری اضافی میلگرد فراتر از محور تکیه‌گاه یا نقطه عطف.	میلی متر
l_c	طولی عضو فشاری از مرکز به مرکز گره های اتصال.	میلی متر
l_{cb}	طول قوسی خم میلگیرد حول محور آن	میلی متر
l_d	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار، سیم آجدار و سیم های جوش شده آجدار یا ساده.	میلی متر
l_{dc}	طول گیرایی فشاری میلگرد آجدار و سیم آجدار.	میلی متر
l_{dh}	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار قلاب‌دار یا سیم قلاب‌دار، اندازه‌گیری شده از بر خارجی قلاب تا محل مقطع بحرانی.	میلی متر
l_{dt}	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار سر دار، اندازه‌گیری شده از وجه باربر سر میلگرد تا محل مقطع بحرانی.	میلی متر
l_e	طول باربر مهار در برش.	میلی متر
l_{ext}	طول مستقیم ادامه داده‌شده در انتهای قلاب استاندارد.	میلی متر
l_n	طول دهانه آزاد، اندازه گیری شده بر تا بر تکیه‌گاه‌ها.	میلی متر
l_o	طولی از عضو، اندازه‌گیری شده از بر گره اتصال، که در آن خاموت گذاری ویژه می‌شود.	میلی متر
l_{sc}	طول وصله پوششی فشاری.	میلی متر
l_{st}	طول وصله پوششی کششی.	میلی متر
l_t	طول دهانه عضو در آزمایش بارگذاری. این طول در دال‌های دوطرفه طول دهانه ضلع کوچکتر است. طول دهانه کوچکترین دو مقدار: (الف) فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها و (ب) فاصله آزاد بین تکیه‌گاه‌ها به اضافه ضخامت عضو، h است. در اعضای طره‌ای این طول دو برابر فاصله بر تکیه گاه تا انتهای طره است.	میلی متر
l_u	طول مهارنشده ستون یا دیوار.	میلی متر
l_w	طول کل دیوار یا طول قطعه دیواری یا دیوارپایه در راستای نیروی برشی.	میلی متر
l_1	طول دهانه در راستایی که لنگرها تعیین می‌شود، اندازه‌گیری شده از فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.	میلی متر
l_2	طول دهانه در راستای عمود بر l_1، اندازه‌گیری شده از فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.	میلی متر

علامت	تعریف	واحد
L	بار زنده بهره برداری یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	میلی متر
L_r	بار زنده بهره برداری بام یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	میلی متر
M_a	حداکثر لنگر ناشی از بارهای بهره‌برداری که در محاسبه تغییرشکل منظور می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_c	لنگر ضریبدار تشدید شده برای درنظر گرفتن آثار ناشی از لاغری در عضو فشاری.	نیوتن میلی متر
M_{cr}	لنگر ترک خوردگی.	نیوتن میلی متر
M_{cre}	لنگر خمشی ناشی از بارهای خارجی که موجب ترک‌خوردگی می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_{max}	حداکثر لنگر ضریبدار در مقطع عضو ناشی از بارهای خارجی.	نیوتن میلی متر
M_n	مقاومت خمشی اسمی مقطع.	نیوتن میلی متر
M_{nb}	مقاومت خمشی اسمی تیر-دال در یک گره قاب در حالتی که دال در کشش است.	نیوتن میلی متر
M_{nc}	کمترین مقاومت خمشی اسمی یک ستون در یک گره قاب، محاسبه شده با یک نیروی محوری ضریب‌دار، در جهت نیروهای جانبی مورد نظر.	نیوتن میلی متر
M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با یک محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_{sa}	حداکثر لنگر در دیوار ناشی از بارهای بهره‌برداری بدون درنظر گرفتن اثر $P\Delta$.	نیوتن میلی متر
M_{sc}	لنگر ضریبدار دال که ستون در گره اتصال در برابر آن مقاومت می کند.	نیوتن میلی متر
M_u	لنگر ضریبدار در مقطع یک عضو.	نیوتن میلی متر
M_{ua}	لنگر در وسط ارتفاع دیوار ناشی از بارهای جانبی ضریبدار و بارهای محوری ضریبدار خارج از مرکز، بدون در نظر گرفتن اثر $P\Delta$.	نیوتن میلی متر
M_1	کوچکترین لنگر ضریبدار دو انتهای عضو فشاری	نیوتن میلی متر
M_{1ns}	لنگر ضریبدار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد نمی‌کنند، در انتهایی که M_1 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_{1s}	لنگر ضریبدار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد می‌کنند، در انتهایی که M_1 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_2	بزرگترین لنگر ضریبدار دو انتهای عضو فشاری . چنانچه بار جانبی در بین تکیه‌گاه‌های عضو وارد شود M_2 بزرگترین لنگر وارد به عضو در نظر گرفته می‌شود. لنگر M_2 همواره مثبت منظور می‌گردد.	نیوتن میلی متر
$M_{2,min}$	حداقل مقدار M_2.	نیوتن میلی متر
M_{2ns}	لنگر ضریبدار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد نمی‌کنند، در انتهایی که M_2 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر
M_{2s}	لنگر ضریبدار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد می‌کنند، در انتهایی که M_2 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر
n	تعداد اقلام مثل میلگردها، سیم ها و مهار ها.	–

علامت	تعریف	واحد
n_l	تعداد میلگردهای طولی حول پیرامون هسته ستون با خاموت های چند ضلعی که به گوشه خاموت یا قلاب های لرزه ای تکیه دارند. یک گروه میلگرد به هم بسته شده یک میلگرد منفرد در نظر می شود.	_
n_s	تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی	_
N_a	مقاومت اسمی پیوستگی در کشش یک مهار منفرد چسبی.	نیوتن
N_{ag}	مقاومت اسمی پیوستگی در کشش یک گروه مهار های چسبی.	نیوتن
N_b	مقاومت مبنای شکست بتن در یک مهار منفرد تحت کشش در بتن ترک خورده.	نیوتن
N_{ba}	مقاومت مبنای پیوستگی در کشش یک مهار منفرد چسبی.	نیوتن
N_{cb}	مقاومت اسمی شکست بتن در کشش در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{cbg}	مقاومت اسمی شکست بتن در کشش یک گروه مهار ها.	نیوتن
N_{cp}	مقاومت مبنای اهرمی بتن در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{cpg}	مقاومت مبنای اهرمی بتن در یک گروه مهار ها.	نیوتن
N_n	مقاومت اسمی در کشش.	نیوتن
N_p	مقاومت بیرون کشیدگی در یک مهار منفرد در کشش، در بتن ترک خورده.	نیوتن
N_{pn}	مقاومت اسمی بیرون کشیدگی در یک مهار منفرد در کشش.	نیوتن
N_{sa}	مقاومت اسمی یک مهار منفرد یا یک مهار در گروه مهار ها در کشش، که در آن مقاومت فولاد حاکم است.	نیوتن
N_{sb}	مقاومت پکیدگی سطح جانبی در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{sbg}	مقاومت پکیدگی سطح جانبی در یک گروه مهار ها.	نیوتن
N_u	نیروی محوری ضریبدار عمود بر مقطع که هم زمان با V_u یا T_u بر آن وارد می‌شود. N_u در اعضای فشاری مثبت و در اعضای کششی منفی درنظر گرفته می شود.	نیوتن
N_{ua}	نیروی ضریبدار کششی وارد بر مهار یا یک مهار از گروه مهارها.	نیوتن
$N_{ua,g}$	نیروی ضریبدار کششی کل وارد بر گروه مهار ها.	نیوتن
$N_{ua,i}$	نیروی ضریبدار کششی وارد بر یک مهار با بیشترین تنش در گروه مهار ها.	نیوتن
$N_{ua,s}$	بار کششی دائمی ضریب دار.	نیوتن
N_{uc}	نیروی ضریبدار قیدی وارد بر یک اتصال اتکایی که هم زمان و عمود بر V_u وارد می شود. این نیرو برای کشش مثبت در نظر گرفته می شود.	نیوتن
$N_{uc.max}$	حداکثر نیروی قیدی که می توان در مسیر باری که از یک اتصالی اتکائی می گذرد، عبور داد. این بار باید در ضریب بار مربوط به بار زنده در ترکیب بارها ضرب شود.	نیوتن
p_{cp}	محیط خارجی سطح مقطع بتن.	میلی متر
p_h	محیط سطح مقطع، محدود به محور ساق‌های پیرامونی خاموت خارجی بسته پیچشی.	میلی متر
p_a	حداکثر مقاومت فشاری مجاز یک عضو در شالوده های عمیق	میلی متر
P_c	بار کمانش بحرانی.	نیوتن
P_n	مقاومت فشاری محوری اسمی عضو.	نیوتن
$P_{n,max}$	حداکثر مقاومت فشاری محوری اسمی عضو.	نیوتن
P_{nt}	مقاومت کششی محوری اسمی عضو.	نیوتن
$P_{nt,max}$	حداکثر مقاومت کششی محوری اسمی عضو.	نیوتن

علامت	تعریف	واحد
P_o	مقاومت محوری اسمی عضو، بدون برون محوری.	نیوتن
P_s	بار محوری بدون ضریب در طراحی، در نیمه ارتفاع عضو شامل آثار وزن.	نیوتن
P_u	نیروی محوری ضریبدار. این نیرو برای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می شود.	نیوتن
$P\Delta$	لنگر ثانویه ناشی از تغییر شکل جانبی.	نیوتن میلی متر
q_u	بار ضریبدار در واحد سطح.	نیوتن بر متر مربع
Q	شاخص پایداری برای یک طبقه.	_
r	شعاع ژیراسیون مقطع.	میلی متر
r_b	شعاع خم در سمت داخلی میلگرد.	میلی متر
R	اثر تجمعی بار باران در شرایط بهره‌برداری.	_
s	فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی یا عرضی و مهار ها.	میلی متر
s_i	فاصله مرکز به مرکز میلگردها در راستای i در مجاورت سطح عضو.	میلی متر
s_o	فاصله مرکز به مرکز میلگردهای عرضی در ناحیه طول l_o.	میلی متر
s_s	انحراف معیار نمونه.	مگاپاسکال
s_w	فاصله آزاد بین جان های مجاور.	میلی متر
s_2	فاصله مرکز به مرکز آرماتورهای طولی برشی یا پیچشی.	میلی متر
S	اثر بار برف در شرایط بهره‌برداری.	_
S_e	لنگر، برش یا نیروی محوری در اتصال، متناظر با ایجاد مقاومت محتمل در مفاصل پلاستیک ناشی از تغییر مکان های جانبی غیرخطی، در اثر بارهای زلزله و ثقلی.	_
S_m	مدول مقطع الاستیک.	*میلی متر به توان ۳*
S_n	مقاومت خمشی، برشی، محوری، پیچشی یا اتکایی اسمی مقطع.	_
S_y	مقاومت تسلیم یک اتصال، بر اساس f_y فولاد در اعضای متصل شده به آن برای خمش، برش، پیچش و نیروی محوری.	مگاپاسکال
t	ضخامت دیواره در مقاطع توخالی.	میلی متر
t_f	ضخامت بال.	میلی متر
t_{sl}	ضخامت زبانه برشی.	میلی متر
T	آثار تجمعی دما، وارفتگی، جمع شدگی، نشست های نسبی و جمع شدگی جبرانی بتن در شرایط بهره‌برداری.	_
T_{cr}	لنگر پیچشی ترک خوردگی.	نیوتن میلی متر
T_t	کل بار آزمون.	نیوتن
T_{th}	لنگر پیچشی آستانه.	نیوتن میلی متر
T_n	مقاومت پیچشی اسمی مقطع.	نیوتن میلی متر
T_u	لنگر ضریبدار پیچشی در مقطع.	نیوتن میلی متر
U	مقاومت مورد نیاز عضو یا مقطع جهت مقابله با بارهای ضریبدار یا آثار ناشی از آن‌ها.	_
v_c	تنش متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی که با بتن ایجاد شده است.	مگاپاسکال
v_n	تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی دال یا شالوده.	مگاپاسکال
v_s	تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی که با آرماتور ایجاد شده است.	مگاپاسکال

علامت	تعریف	واحد
v_u	حداکثر تنش برشی دوطرفه ضریبدار که حول پیرامون یک مقطع بحرانی محاسبه می شود.	مگاپاسکال
v_{ug}	تنش برشی دوطرفه ضریبدار وارد بر مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی، بدون اثر انتقال لنگر.	مگاپاسکال
v_{uv}	تنش برشی دو طرفه ضریبدار بر روی مقطع بحرانی دال برای ترکیب های بارگذاری، بدون لنگر خمشی انتقالی	مگاپاسکال
V_b	مقاومت مبنای شکست مخروطی بتن در برش یک مهار منفرد در بتن ترک خورده.	نیوتن
$V_{brg,sl}$	مقاومت اتکایی اسمی کلید برشی در جهت برش	نیوتن
V_c	مقاومت برشی اسمی که با بتن ایجاد شده است.	نیوتن
V_{cb}	مقاومت شکست مخروطی اسمی بتن در برش، در یک مهار منفرد.	نیوتن
V_{cbg}	مقاومت شکست مخروطی اسمی بتن در برش، در یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{cb.sl}$	مقاومت قلوه کن شدن اسمی قطعه الحاقی با کلید برشی، در برش	نیوتن
V_{ci}	مقاومت برشی اسمی بتن، در مواردی که ترک خوردگی قطری از ترکیب برش و لنگر نتیجه می شود.	نیوتن
V_{cp}	مقاومت قلوه کن شدگی اسمی بتن در یک مهار منفرد.	نیوتن
V_{cpg}	مقاومت قلوه کن شدگی اسمی بتن در یک گروه مهار.	نیوتن
V_{cw}	مقاومت برشی اسمی بتن، در مواردی که ترک خوردگی قطری از تنش کششی اصلی زیاد در جان نتیجه می شود.	نیوتن
V_d	نیروی برشی در مقطع، ناشی از ترکیب بار مرده بدون ضریب.	نیوتن
V_e	نیروی برشی طراحی، ناشی از ترکیب بارها و آثار زلزله.	نیوتن
V_i	نیروی برشی ضریبدار در مقطع، ناشی از بارهای خارجی که هم زمان با M_{max} ایجاد می شود.	نیوتن
V_n	مقاومت برشی اسمی.	نیوتن
V_{nh}	مقاومت برشی افقی اسمی.	نیوتن
V_s	مقاومت برشی اسمی که با آرماتور برشی ایجاد شده است.	نیوتن
V_{sa}	مقاومت برشی اسمی در یک مهار منفرد یا یک تک مهار در گروه مهار ها که تابع مقاومت فولاد است.	نیوتن
V_u	نیروی برشی ضریبدار در مقطع.	نیوتن
V_{ua}	نیروی برشی ضریبدار وارد بر یک مهار منفرد یا یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{ua,g}$	کل نیروی برشی ضریبدار وارد بر یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{ua,i}$	نیروی برشی ضریبدار وارد بر مهاری که بیشترین تنش در گروه مهار ها را تجربه می‌کند.	نیوتن
V_{uh}	نیروی برشی ضریبدار در سطح تماس دو لایه بتن، در عضو خمشی مرکب بتنی.	نیوتن
V_{us}	برش افقی ضریبدار در یک طبقه.	نیوتن
V_{ux}	نیروی برشی ضریبدار در جهت X	نیوتن
V_{uy}	نیروی برشی ضریبدار در جهت Y	نیوتن
V_{nx}	مقاومت برشی در جهت X	نیوتن
V_{ny}	مقاومت برشی در جهت Y	نیوتن

علامت	تعریف	واحد
w_c	چگالی یا واحد وزن بتن معمولی یا چگالی معادل بتن سبک.	کیلوگرم بر متر مکعب
w_u	بار ضریبدار وارد به واحد طول تیر یا دال یک طرفه.	*نیوتن بر میلی متر*
w_t	عرض موثر بند در روش خرپائی	*نیوتن بر میلی متر*
w/cm	نسبت آب به مصالح سیمانی.	–
W	بار باد یا آثار ناشی از آن.	–
y_t	فاصله محور ثقل مقطع ناخالص، از وجه کششی، بدون منظور کردن میلگردها.	میلی متر
α	زاویه معرف راستای آرماتور.	–
α_c	ضریب معرف سهم نسبی مقاومت بتن در مقاومت برشی اسمی دیوار.	–
α_f	نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط مرکزی پانل های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود.	–
α_{fm}	مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل.	–
α_s	ضریب استفاده شده برای تعیین V_c در دال ها و شالوده ها.	–
α_1	حداقل زاویه راستای آرماتورهای توزیع شده در یک جهت با یک بست.	–
β	نسبت ابعاد بزرگ به کوچک: دهانه های آزاد در دال های دوطرفه، اضلاع مقطع ستون، سطح وارد شدن بار متمرکز یا عکس العمل، و یا اضلاع یک پی.	–
β_b	نسبت مساحت آرماتور قطع شده به کل مساحت آرماتور کششی در مقطع.	–
β_c	ضریب اصلاح محصور شدگی برای بست ها و گره ها در مدل خرپایی	–
β_{dns}	نسبت استفاده شده در محاسبه کاهش سختی ستون زیر اثر بارهای محوری دائمی.	–
β_{ds}	نسبت حداکثر برش ضریبدار ناشی از بارهای دائمی در یک طبقه به حداکثر برش ضریبدار در آن طبقه، در یک ترکیب بار.	–
β_n	ضریب استفاده شده جهت محاسبه اثر مهاری بند ها روی مقاومت مؤثر فشاری ناحیه گرهی.	–
β_s	ضریب استفاده شده جهت محاسبه اثر ترک‌خوردگی و آرماتور محصور کننده در مقاومت مؤثر فشاری بتن در یک بست.	–
β_1	ضریب تعیین نسبت عمق بلوک مستطیلی تنش فشاری معادل به عمق محور خنثی در مقطع.	–
γ_f	ضریب استفاده شده جهت تعیین نسبتی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با خمش دال منتقل می‌شود.	–
γ_s	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از آرماتور که باید در نوار مرکزی پی قرار داده شود.	–
γ_v	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با برون محوری برش منتقل می‌شود.	–
δ	ضریب استفاده شده جهت تشدید لنگر، در تعیین آثار ناشی از انحنا بین دو انتهای عضو فشاری.	–
δ_s	ضریب استفاده شده جهت تشدید لنگر، در قاب های مهارنشده، برای تعیین تغییر مکان جانبی نسبی ناشی از بارهای ثقلی و جانبی.	–

علامت	تعریف	واحد
δ_u	جابجایی طراحی.	میلی متر
Δ_{cr}	تغییر شکل خارج از صفحه در نیمه ارتفاع دیوار، متناظر با لنگر ترک خوردگی M_{cr}	میلی متر
Δ_n	تغییر شکل خارج از صفحه در نیمه ارتفاع دیوار، متناظر با مقاومت خمشی اسمی M_n	میلی متر
Δ_o	تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ناشی از V_{us}	میلی متر
Δ_r	تغییر شکل پسماند که ۲۴ ساعت بعد از حذف بار آزمون اندازه گیری می شود. در آزمون اول، تغییر شکل پسماند نسبت به موقعیت سازه در شروع آزمون اول اندازه گیری می شود. در آزمون دوم، تغییر شکل پسماند نسبت به موقعیت سازه در شروع آزمون دوم اندازه گیری می شود.	میلی متر
Δ_s	تغییر شکل خارج از صفحه ناشی از بارهای بهره‌برداری.	میلی متر
Δ_u	تغییر شکل خارج از صفحه در نیمه ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای ضریبدار.	میلی متر
Δ_x	تغییر مکان جانبی نسبی طراحی در طبقه x.	میلی متر
Δ_1	حداکثر تغییر شکل در آزمایش بارگذاری اول که ۲۴ ساعت بعد از اعمال کامل بار آزمون اندازه‌گیری می شود.	میلی متر
Δ_2	حداکثر تغییر شکل در آزمایش بارگذاری دوم که ۲۴ ساعت بعد از اعمال کامل بار آزمون اندازه گیری می شود. این تغییر شکل نسبت به موقعیت سازه در شروع بارگذاری دوم اندازه گیری می شود.	میلی متر
ε_t	کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتور کششی طولی در مقاومت اسمی، بدون کرنش ناشی از وارفتگی، جمع شدگی و دما.	–
ε_{ty}	کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتور کششی طولی برابر با $\frac{f_y}{E_s}$	–
θ	زاویه بین محور بست، قطری فشاری و یا منطقه فشاری با وتر کششی عضو.	–
λ_o	ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک نسبت به بتن معمولی، در مقاومت فشاری یکسان.	
λ_a	ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک در بعضی از مهاری های دایمی بتن.	
λ_Δ	ضریب استفاده شده جهت تعین تغییر شکل اضافی ناشی از بارهای دراز مدت.	–
λ_s	ضریبی که برای اصلاح مقاومت برشی برای اثر عمق عضو بکار می رود. این ضریب معمولا "ضریب اثر ابعاد" نامیده می شود.	–
μ	ضریب اصطکاک.	–
ξ	ضریب وابسته به زمان برای بارهای دائمی.	–
□	نسبت A_s به bd.	–
ρ'	نسبت A'_s به bd.	–
ρ_l	نسبت مساحت آرماتور طولی قائم توزیع شده در دیوارها به مساحت سطح مقطع ناخالص بتن عمود بر آنها.	–
ρ_s	نسبت حجم آرماتور دورپیچ به حجم بتن محصور شده در هسته. حجم بتن محصور شده تا پشت خارجی دورپیچ محاسبه می‌شود.	–
ρ_t	نسبت مساحت آرماتور عرضی توزیع شده، آرماتور افقی، به مساحت سطح مقطع ناخالص	–

علامت	تعریف	واحد
	بتن عمود بر آنها.	
ρ_v	نسبت مساحت آرماتور بند یا آرماتور عرضی به مساحت سطح تماس.	
ρ_w	نسبت A_s به $b_w d$.	–
ϕ	ضریب کاهش مقاومت.	–
τ_{cr}	تنش پیوستگی مشخصه مهار چسبی در بتن ترک خورده.	مگاپاسکال
τ_{uncr}	تنش پیوستگی مشخصه مهار چسبی در بتن ترک نخورده.	مگاپاسکال
$\Psi_{brg,sl}$	ضریب اتکایی کلید برشی که برای اصلاح مقاومت اتکایی آن، با توجه به اثر بار محوری بکار میرود.	–
Ψ_c	ضریب اصلاح طول گیرایی بر اساس مقاومت بتن.	–
$\Psi_{c,N}$	ضریب ترک خوردگی شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارها، باتوجه به اثر ترک ها، به کار می رود.	–
$\Psi_{c,P}$	ضریب ترک خوردگی بیرون کشیدن که برای اصلاح مقاومت بیرون کشیدن مهارها، باتوجه به اثر ترک ها، به کار می رود.	–
$\Psi_{c,V}$	ضریب ترک خوردگی شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، باتوجه به اثر ترک ها و نیز وجود یا عدم وجود آرماتور تکمیلی، به کار می رود.	–
$\Psi_{cp,N}$	ضریب مقاومت گسیختگی شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای کاشتنی در بتن ترک نخورده، بدون وجود آرماتور تکمیلی، به کار می رود.	–
$\Psi_{cp,Na}$	ضریب مقاومت گسیختگی پیوستگی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای چسبنده در بتن ترک نخورده، بدون وجود آرماتور تکمیلی، برای در نظر گرفتن تنش های کششی ناشی از کاشتن بکار میرود.	–
Ψ_e	ضریب اصلاح طول گیرایی برای نوع لایه پوشش آرماتور.	–
$\Psi_{ec,N}$	ضریب برون محوری شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کشش مهارها، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می رود.	–
$\Psi_{ec,Na}$	ضریب برون محوری شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کشش مهارهای چسبی، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می رود.	–
$\Psi_{ec,V}$	ضریب برون محوری شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می رود.	–
$\Psi_{ed.N}$	ضریب اثر لبه شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارها، با توجه به نزدیکی آنها به لبه عضو، به کار می رود.	–
$\Psi_{ed.Na}$	ضریب اثر لبه شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای چسبی، با توجه به نزدیکی آنها به لبه عضو، به کار می رود.	–
$\Psi_{ed,V}$	ضریب اثر لبه شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، با توجه به نزدیکی آنها به لبه عضو، به کار می رود.	–
Ψ_g	ضریب اصلاح طول گیرایی با توجه به رده آرماتور.	–
$\Psi_{h,V}$	ضریب ضخامت شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارهای واقع در اعضای بتنی با $h_a < 1.5$، به کار می رود.	–
Ψ_o	ضریب اصلاح طول گیرایی با توجه به پوشش جانبی و محصور شدگی.	–

علامت	تعریف	واحد
Ψ_p	ضریب اصلاح طول گیرائی میلگرد سر دار، با توجه به آرماتور تنگ ها.	_
Ψ_r	ضریب اصلاح طول گیرایی، با توجه به آرماتور محصور کننده.	_
Ψ_s	ضریب اصلاح طول گیرایی، با توجه به قطر آرماتور.	_
Ψ_t	ضریب اصلاح طول گیرایی، با توجه به تراز محل بتن در کشش.	_
Ψ_w	ضریب اصلاح طول گیرایی برای سیم های آجدار جوشی در کشش.	_
Ω_o	ضریب تشدید "اضافه مقاومت" در سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله. این ضریب در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در بخش مربوط به بارگذاری زلزله، تعیین شده است.	_
Ω_v	ضریب "اضافه مقاومت" برابر با نسبت $\frac{M_{pr}}{M_u}$ در مقطع بحرانی دیوار.	_
ω_r	ضریب تشدید برش دینامیکی.	_

۹-۲-۳ تعاریف و اصطلاحات

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
آرماتور	reinforcement	میلگرد یا مسلح کننده های فولادی جاگذاری شده در بتن که با مشحصات فصل ۴ تطابق داشته باشند.
آرماتور آجدار	reinforcement, deformed	آرماتور با بدنه شکل داده‌شده غیر صاف.
آرماتور انتظار	reinforcement, dowel	آرماتوری که برای اتصال دو قطعه از یک عضو و یا یک عضو به شالوده در بتن جاگذاری می شود. این آرماتور باید بتواند از عهده انتقال بارها در اتصال برآید.
آرماتور تکمیلی	reinforcement, supplementary	آرماتوری که جهت جلوگیری از پتانسیل شکست بتن عمل می کند ولی در انتقال بار طراحی از مهار به عضو سازه ای شرکت ندارد.
آرماتور دورپیچ	spiral reinforcement	آرماتوری که به طور پیوسته به شکل یک مارپیچ استوانه ای به دور آرمانورهای طولی پیچیده شده باشد.
آرماتور ساده	reinforcement, plain	آرماتور با بدنه صاف
آرماتور سیمی جوشی	reinforcement, welded wire	شبکه میلگردهای ساده یا آجدار پیش جوش که بصورت صفحه ساخته می شوند.
آرماتور مهار	reinforcement, anchor	آرماتور مورد استفاده جهت انتقال بار طراحی از مهار ها به عضو سازه ای
اتصال	connection	ناحیه‌ای از سازه که در آن دو عضو یا بیشتر به هم وصل می شوند. این اصطلاح در مورد اعضای پیش‌ساخته نیز به کار می رود.
اتصال شکل پذیر	connection, ductile	اتصال بین یک یا چند عضو پیش ساخته که در اثر جابجایی‌های ناشی از بار زلزله به حد تسلیم می‌رسند.
اتصال قوی	connection, strong	اتصال بین یک یا چند عضو پیش ساخته که در اثر جابجایی‌های ناشی از بار زلزله الاستیک باقی می‌ماند، در حالی که اتصال‌های مجاور از حد تسلیم گذشته اند.
اثرات بار	loed effects	نیروها و تغییر شکل های ناشی از بارها و یا تغییرات حجمی مقید شده.
ارتفاع مؤثر مقطع	effective depth of section	فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز ثقل آرماتورهای کششی، در مقطع یک عضو خمشی.
اطلاعات طراحی	design information	اطلاعات خاص پروژه که تا حد کاربرد باید در مدارک ساخت، توسط مهندس صاحب صلاحیت، آورده شود.
اعضای با عملکرد دوطرفه	two way construction	اعضایی که بارها را با عملکرد خمشی در دو راستا منتقل می‌کنند. بعضی دال‌ها و شالوده‌ها در این گروه هستند.
اعضای با عملکرد یک طرفه	one way construction	اعضایی که بارها را با عملکرد خمشی در یک راستا تحمل می‌کنند.
اعضای خمشی بتنی مرکب	composite concrete fexural members	اعضای خمشی که از اجزای جداگانه، پیش‌ساخته یا درجا، ساخته شده و بگونه‌ای بهم متصل شده‌اند که به صورت واحد بار تحمل می‌کنند.
افزودنی، ماده افزودنی	admixture	ماده اضافه شونده سیمانی یا الیافی که به بتن، گروت و ملات قبل یا در حین اختلاط اضافه می شود و مشخصات بتن تازه، گیرش آن و یا بتن

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		سخت شده را اصلاح می نماید.
الزامات اجرائی	Compliance riquirement	الزامات مربوط به ساخت که تا حد کاربرد باید در مدارک ساخت، توسط مهندس صاحب صلاحیت، به پیمانکار ابلاغ یا توصیه شود.
المان مرزی	boundary element	قسمتی از لبه دیوار یا دیافراگم، در امتداد طول، که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می شود.
بار	load	نیروها و دیگر تلاش های ناشی از وزن مصالح، ساکنین و متعلقات آنها، آثار محیطی، جابجایی های نسبی و تغییرات ابعادی.
بار بهره برداری	load, service	باری که در حین بهره‌برداری به سازه وارد می‌شود، بدون ضریب.
بار زنده	load, live	بارهایی که بطور دائمی در زمان بهره برداری به سازه وارد نمی شوند، بدون ضریب.
بار ضریبدار	load, factored	بار ضرب شده در ضریب بار.
بار مرده	load, dead	وزن اعضای سازه و قطعات الحاقی آن که در زمان بهره برداری محتملا حضور دارند، بدون ضریب.
بار مرده اضافی	load, superimposed dead	بار مرده غیر از وزن سازه که بطور دائمی بر روی سازه قرار می گیرد و یا در طراحی منظور می شود.
بار مرده ناشی از وزن	loed, self-weight dead	بار مرده ای که در اثر وزن سازه، به همراه هرگونه رویه بتنی چسبیده به آن، به سازه وارد می شود.
بتن	concrete	مخلوط سیمان پرتلند یا هر ماده سیمانی دیگر، سنگدانه ریز، سنگدانه درشت و آب با یا بدون مواد افزودنی.
بتن آرمه	concrete, reinforced	بتن سازه ای که با آرماتور، به میزان حداقل تعیین شده در فصل های ۹-۹ تا ۹-۱۱، تقویت شده باشد.
بتن با الیاف فولادی	concrete, steel fiber reinforced	بتن حاوی مقدار معینی الیاف فولادی پراکنده غیر پیوسته در راستاهای مختلف.
بتن پیش تنیده	concrete, prestressed	بتن آرمه ای که در آن از قبل تنش های فشاری داخلی جهت کاهش تنش های کششی ناشی از بارها ایجاد شده است.
بتن پیش ساخته	concrete, precast	قطعه بتنی سازه ای که در محل دیگری، غیر از مکان استقرارش در سازه، ساخته می‌شود.
بتن ساده	concrete, plain	بتن سازه ای بدون آرماتور یا با آرماتور کمتر از حداقل تعیین شده برای بتن آرمه.
بتن سازه ای	structural concrete	بتنی که برای تحمل بار بکار برده می‌شود.
بتن سبک	concrete, lightweight	بتن با سنگدانه‌های سبک و غیر سبک، با چگالی بین ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب
بتن سبک ماسه ای	concrete, sand-light weight	بتن سبک ساخته شده با سنگدانه‌های ریز معمولی و سنگدانه‌های

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		درشت سبک.
بتن غیر پیش تنیده	concrete, nonprestressed	بتن آرمه معمولی با حد اقل آرماتور تعیین شده برای بتن آرمه، بدون پیش تنیدگی و یا در دالهای دوطرفه با کمتر از حداقل پیش تنیدگی.
بتن کاملا سبک	concrete, all lightweight	بتن با کلیه سنگدانه‌های سبک
بتن معمولی	concrete, normalweight	بتن با سنگدانه‌های معمولی، با چگالی بین ۲۱۵۵ تا ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب
بست	strut	عضو فشاری در روش خرپایی که نماینده برآیند نیروهای موازی یا بادبزنی ناحیه فشاری می باشد.
بست بطری شکل	strut, bottle shaped	بستی که در ناحیه میانی عریض تر از نواحی دو انتهایی خود می‌باشد.
بند	tie	عضو کششی در روش خرپایی
پس کشیدگی	post tensioning	روشی در پیش تنیدگی که در آن کابل‌ها بعد از سخت شدن بتن کشیده می‌شوند.
پوشش بتنی میلگرد	cover, specifed concrete	ناحیه بین خارجی ترین رویه میلگرد جاگذاری شده و نزدیک ترین رویه خارجی بتن.
پیچ سر دار	headed bolt	مهار تعبیه شده قبل از بتن ریزی که مقاومت کششی خود را از قفل و بست مکانیکی سری یا مهره جاگذاری شده در بتن بدست می آورد.
پیچ قلاب دار	hooked bolt	پیچ تعبیه شده در بتن درجا که در آنها مهار به واسطه تکیه خم ۹۰ درجه یا ۱۸۰ درجه آن به بتن تامین می شود. طول آزاد لبه از خم پیچ e_h نباید کوچکتر از $3d_a$ باشد.
پیش کشیدگی	pretensioning	روشی در پیش تنیدگی که در آن کابل‌ها قبل از ریختن بتن کشیده می‌شوند.
تاندون	tendon	در اعضای پس‌کشیده به مجموعه‌ای از مهاری ها، کابل‌ها، و پوشش‌های آنها برای موارد نچسبیده یا غلاف‌ها برای موارد چسبیده گروتی، گفته می‌شود.
تاندون چسبیده	tendon, bonded	تاندون‌هایی که با تزریق گروت در غلاف های جاگذاری شده به بتن اطراف می‌چسبند.
تاندون خارجی	tendon, external	تاندون‌هایی که خارج از مقطع عضو پس‌کشیده به کار برده می‌شوند.
تاندون نچسبیده	tendon, unbonded	تاندون‌هایی که به بتن اطراف نچسبیده‌اند و نیروی پیش تنیدگی را تنها از دو انتها به عضو منتقل می‌نمایند.
تراز پایه سازه	base of structure	تراز پایه سازه مطابق تعریف در فصل زلزله مبحث ششم مقررات ملی ساختمان.
ترکیب بار طراحی	design load combination	ترکیب بارهای ضریبدار یا اثرات ناشی از آنها.
تغییر مکان جانبی طراحی	design displacement	حداکثر تغییر مکان جانبی مورد انتظار که برای زلزله تعیین می شود. تغییر مکان محاسبه شده برای زلزله شامل تغییر مکان های الاستیک و غیرالاستیک می شود. به فصل زلزله در مبحث ششم مقررات ملی

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		مراجعه شود.
تنگ	tie	حلقه ای از میلگرد یا سیم که، بدون گوشه های متمایل به سمت داخل، آرماتورهای طولی را در بر می گیرد. این تعریف شامل یک میلگرد یا سیم که بطور پیوسته به شکل دایره، مستطیل یا چند ضلعی به دور آرماتورهای طولی می پیچد نیز می شود. عبارت تنگ معمولا برای اعضای فشاری به کار می رود. به تعاریف خاموت و دورگیر نیز مراجعه شود.
تیر	beam	عضوی که عمدتاً تحت تاثیر خمش و برش با یا بدون نیروی محوری، یا پیچش قرار می گیرد.
جاگذاری در بتن	embedments	قطعاتی به جز میلگردها و مهارها که در بتن جاگذاری می‌شوند. میلگردها و سایر وسایلی که برای تثبیت قطعات در بتن جاگذاری می شوند جزء آن به حساب می آیند.
جزء فولادی ترد	steel element, brittle	جزء فولادی که در آزمون کششی در حد گسیختگی، کرنشی کمتر از ۱۴ درصد یا کاهش سطح مقطع کمتر از ۳۰ درصد داشته باشد. به ضابطه استاندارد آزمون مراجعه شود.
جزء فولادی شکل پذیر	steel element, ductile	جزء فولادی که در آزمون کششی در حد گسیختگی، کرنشی بیشتر از ۱۴ درصد و کاهش سطح مقطعی کمتر از ۳۰ درصد داشته باشد.
جمع کننده	collector	عضو کششی یا فشاری که انتقال دهنده نیرو بین دیافراگم و سیستم قائم باربر جانبی است.
چسب	adhesive	ماده شیمیایی مرکب از پلیمرهای آلی یا ترکیب پلیمرهای آلی و مواد غیر آلی که در صورت اختلاط عمل می‌کند.
حد کرنش کنترل‌شده با فشار	Compression controlled strain limit	کرنش کششی خالص در حالت مقطع متعادل.
خاموت	stirrup	آرماتورهای عرضی که برای مقاومت در برابر نیروهای برشی و پیچشی در عضو به کار می روند. خاموت ها معمولا از میلگردهای آجدار، سیم های آجدار و یا جوش شده با شکل مستطیل، رکابی بصورت U یا L ساخته می شوند. جاگذاری آنها ممکن است در جهت عمود یا با زاویه نسبت به آرماتور طولی باشد. اصطلاح خاموت معمولا برای آرماتور عرضی در تیرها و دال ها بکار می رود. به تعریف تنگ مراجعه شود.
خرپای سازه ای	structural truss	مجموعه اعضای بتن آرمه متصل شده به یکدیگر که عمدتاً برای تحمل فشار و کشش تدارک دیده شده‌اند.
درز انقباض	contraction joint	شیاری که در عضو بتنی برای تثبیت محل ترک‌خوردگی های ناشی از کاهش دما و یا جمع‌شدگی بتن ایجاد می‌شود.
درز انقطاع	isolation joint	درزهایی که برای جدا کردن دو بخش از ساختمان پیش‌بینی می‌شود.
دوام، پایایی	durability	توانایی سازه یا عضو برای مقابله با شرایط محیطی که موجب ایجاد خسارت، اختلال در بهره‌برداری و کاهش طول عمر آن می‌گردند.
دورگیر	hoop	آرماتور بسته یا مارپیچ که از یک یا چند میلگرد ساخته‌شده و هر کدام

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		در دو انتها قلاب های لرزه ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سر دار ساخته شود.
دیافراگم سازه ای	structural diaphragm	اعضایی مثل دال کف‌ها که نیروهای وارد بر میانصفحه خود را به اعضای قائم سیستم مقاوم باربر جانبی منتقل می کنند. دیافراگم سازه ای می تواند شامل کلاف‌ها و جمع کننده ها نیز باشد.
دیوار	wall	اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیشتر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی و یا هر دو طراحی می شوند.
دیوار پایه	wall pier	قطعه دیواری قائم که در آن نسبت طول افقی به ضخامت (l_w/h) مساوی یا کمتر از ۶ و نسبت ارتفاع به طول افقی (h_w/l_w) بزرگتر از ۲ باشد.
دیوار سازه ای	structural wall	دیواری که در میانصفحه خود زیر اثر بار و آثار ناشی از آن قرار دارد. دیوار برشی یک دیوار سازه‌ای است.
دیوار سازه ای با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)	structural wall, special	دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری زیاد مطابق فصل ۹-۲۰.
دیوار سازه ای با شکل‌پذیری کم (معمولی)	structural wall, ordinary	دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری کم مطابق فصل ۹-۲۰.
دیوار سازه ای با شکل‌پذیری متوسط	structural wall, intermediate	دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری متوسط مطابق فصل ۹-۲۰.
دیوار سازه ای هم بسته شکل پذیر	Structrral wall, doctile coupled	سیستم باربر لرزه ای شامل دیوار و تیر هم بند، مطابق ضوابط فصل ۹-۲۰.
روش خرپایی	strut and tie model	روش خرپایی یک روش تحلیل و طراحی است که در آن یک عضو یا منطقه موسوم به D از آن بصورت مجموعه ای از بست ها (اعضای فشاری) و بندها (اعضای کششی) دیده می شوند که همگی در گره ها متقارب شده و بار وارده را به تکیه گاه ها ویا مناطق موسوم به B منتقل می کنند.
ستون	column	عضوی است معمولا قایم یا حدودا قایم که عمدتا برای تحمل بار محوری فشاری بکار می رود ولی ممکن است تحت خمش، برش و پیچش نیز قرار گیرد.
ستون پایه	pedestal	ستون کوتاه که در آن نسبت ارتفاع به کمترین بعد مقطع کوچکتر یا مساوی ۳ باشد. در ستون‌های هرمی کمترین بعد، متوسط ابعاد مقاطع در بالا و پایین ستون است.
سرستون	column capital	ناحیه بزرگ شده بالای ستون که در زیر دال یا کتیبه آن قرار دارد و با ستون یکجا ساخته می‌شود.
سختی موثر	effective stiffness	سختی یک عضو سازه ای با منظور کردن ترک خوردگی، خزش و سایر

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		اثرات غیرخطی.
سطح تصویر شده	projected area	ناحیه‌ای بر روی سطح آزاد عضو که به عنوان قاعده بزرگتر بلوک هرمی شکست بتن در نظر گرفته می‌شود.
سطح تاثیر تصویر شده	projected infuence area	مساحت سطح تصویر شده بر روی سطح آزاد عضو که در محاسبه مقاومت پیوستگی مهارهای چسپی در نظر گرفته می‌شود.
سنجاقی، میلگرد دوخت	crosstie	میلگرد عرضی یکسره با قلاب لرزه‌ای در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه و طول مستقیم حداقل $6d_b$ در انتهای دیگر که آرماتورهای طولی پیرامونی عضو را در بر گرفته باشند. قلاب‌های دربرگیرنده یک زوج آرماتور طولی باید به طور یک در میان سر و ته اجرا شوند.
سنگدانه	aggregate	مصالح دانه‌ای مانند شن، ماسه و یا سرباره کوره آهنگدازی که به همراه سیمان و آب برای بتن به کار برده می‌شود.
سیستم سازه ای	structural system	مجموعه اعضای بتن آرمه متصل به یکدیگر که برای مقابله با نیازهای عملکردی سازه بکار برده می‌شوند.
سنگدانه سبک	aggregate, lightweight	سنگدانه با چگالی حجمی مساوی یا کمتر از ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب.
سیستم مقاوم لرزه‌ای	seismic force resisting system	بخشی از سیستم سازه که برای مقاومت در برابر آثار زلزله طراحی می شود.
سیستم های لرزه ای ویژه	special seismic systems	سیستم های سازه ای که در آنها از قاب با شکل‌پذیری زیاد یا از دیوارهای برشی با شکل‌پذیری زیاد یا از هردو استفاده شده است.
طول بیرون کشیدگی	stretch length	طولی از مهار که در تماس با بتن نیست و تحت کشش کامل قرار دارد.
طول جاگذاری	embedment length	طول آرماتور جاگذاری شده فراتر از مقطع بحرانی.
طول دهانه	span length	فاصله بین تکیه‌گاه‌ها. به بند ۹-۶-۳-۲ مراجعه شود.
طول گیرایی	development length	طول لازم برای انتقال نیروی نظیر مقاومت طراحی، از میلگرد به بتن، از محل مقطع بحرانی.
عمق موثر جاگذاری شده مهار	anchor, effective embeded depth	عمق کلی مهار که برای انتقال بار از آن به بتن و یا از بتن به آن لازم است. این عمق معمولا به عمق گسیختگی بتن کششی اطراف مهار در پیچ های سر دار و گلمیخ های سر دار نیز گفته می شود. این عمق از سطح تماس تکیه گاه اندازه گیری می شود.
غلاف انبساطی	expansion sleeve	بخش خارجی یک مهار انبساطی که در اثر وارد کردن پیچش یا ضربه به آن بتن اطراف را تحت فشار قرار می دهد.
فاصله	spacing	فاصله مرکز به مرکز بین دو جزء مجاور مانند میلگردهای طولی، میلگردهای عرضی، کابل‌های پیش تنیدگی و مهار ها.
فاصله خالص	spacing, clear	فاصله پشت به پشت دو جزء مجاور.
فاصله لبه	edge distance	فاصله لبه سطح بتن تا محور نزدیکترین مهار.
قاب خمشی	moment frame	قاب ساختمانی که در آن اتصالات تیرها به ستون ها یا دال ها به ستون ها پیوسته اند.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
قاب خمشی با شکل پذیری زیاد (ویژه)	moment frame special	قاب خمشی تیر – ستونی، با بتن در جا، مطابق ضوابط فصل ۹-۲۰.
قاب خمشی با شکل پذیری کم	moment frame ordinary	قاب خمشی تیر– ستونی یا دال تخت– ستونی، با بتن در جا، مطابق ضوابط فصل ۹-۲۰.
قاب خمشی با شکل پذیری متوسط	moment frame intermediate	قاب خمشی تیر– ستونی یا دال تخت– ستونی، با بتن در جا، مطابق ضوابط فصل ۹-۲۰.
قطعه الحاقی	attachment	قطعه سازه ای واقع در سطح خارجی بتن که بارها را به مهار منتقل می کند یا از آن دریافت می‌نماید.
قطعه دیواری	wall segment	قسمتی از دیوار که به بازشوهای قائم یا افقی و لبه های دیوار محدود شده باشد.
قطعه دیواری افقی	wall segment, horizontal	قطعه دیواری که در جهت قائم به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. به شکل ۹-۲۰-۱ مراجعه شود.
قطعه دیواری قائم	wall segment, vertical	قطعه دیواری که در جهت افقی به دو بازشو و یا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. پایه های دیواری در این گروه جای دارند. به شکل۹-۲۰-۱ مراجعه شود.
قلاب لرزه ای	seismic hook	قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیشتر بر روی خاموت‌ها، دورگیر ها و یا سنجاقی ها با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی‌متر. قلاب‌های متعلق به دورگیر ها می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیشتر داشته‌باشند. قلاب های لرزه ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آنها رو به داخل خاموت داشته باشد.
کتیبه برشی	shear cap	بیرون زدگی زیر دال که برای افزایش مقاومت برشی دال در نظر گرفته می‌شود.
کتیبه دال	drop panel	بیرون‌زدگی زیر دال بر روی ستون، که برای کاهش آرماتور منفی یا تامین حداقل ضخامت دال و یا افزایش مقاومت برشی دال پیش بینی می شود.
کرنش کششی خالص	net tensile strain	کرنش کششی نظیر مقاومت اسمی بدون کرنش های ناشی از وارفتگی، جمع شدگی و دما.
کسر ۵ درصد (صدک پنجم)	five percent fractile	اصطلاح آماری به این معنی که با اطمینان ۹۰ درصد، احتمال ۹۵ درصد وجود دارد که مقاومت واقعی از مقاومت اسمی تجاوز کند.
کلاف	tie	عضو بتن آرمه تحت کشش
کلاف های لرزه ای شالوده	foundation siesmic tie	اعضائی که برای اتصال شالوده ها به یکدیگر، به منظور آنکه آنها بصورت یک واحد عمل نمایند، بکار برده می شوند. این اعضا شامل تیرها، دال ها و تیر-دال های متکی به زمین می شوند.
کلید برشی	shear lug	یک قطعه فولادی جوش شده به یک صفحه الحاقی که برای انتقال برش به بتن بصورت اتکایی به کار می رود.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
گره	node	نقطه ای در مدل خرپایی که در آن محورهای بند ها، بست ها ها و نیروهای متمرکز یکدیگر را قطع می کنند.
گره اتصال	joint	بخش مشترک اعضای متقاطع در سازه.
گره میلگرد خم د ار	node, curved bar	ناحیه خم میلگرد یا میلگردهای پیوسته که در تعریف یک گره در روش خرپایی به کار می رود.
گلمیخ برشی	headed shear stud reinforcement	گلمیخ های سر دار تکی یا گروهی که در آنها مهار بوسیله سری ها در دو انتها یا یک سری در یک انتها و یک صفحه فولادی مشترک در انتهای دیگر تامین می شود.
گلمیخ سردار جوشی	welded headed stud	مهار فولادی جوش شده به یک صفحه فولادی که قبل از بتن ریزی تعبیه می شود.
گروه مهار	anchor group	تعدادی مهارهای مشابه، با عمق حدودا مساوی و با فاصله s از یکدیگر که سطح تاثیر مشترکی در مقابل بار دارند.
لوله های جاگذاری شده	embedments, pipe	لوله ها و غلاف های جاگذاری شده در بتن.
مدارک ساخت	Construction documents	مدارک و نقشه های مربوط به محل، طراحی، مصالح و خصوصیات فیزیکی اعضا در یک طرح که برای گرفتن مجوز ساخت لازم است.
مدول الاستیسیته، مدول ارتجاعی	modulus of elasticity	نسبت تنش به کرنش در تنش‌های کششی یا فشاری کمتر از مقاومت حد تسلیم ماده.
مسیر بار	load path	ترتیب اعضا و اتصالات سازه که برای عبور بار از شروع تا تکیه گاه نهایی یا شالوده پیش بینی می شود.
مقاومت اسمی	strength, nominal	مقاومت عضو یا مقطع که طبق ضوابط و فرضیات روش طراحی مقاومت این مبحث محاسبه شده باشد.
مقاومت بیرون کشیدگی مهار	anchor pullout strength	حداکثر نیرویی که مهار قبل از لغزیدن داخل بتن و یا به بیرون کشیده شدن تحمل می کند.
مقاومت تسلیم	yield strength	حداقل مقاومت تسلیم مشخص شده یا حد تسلیم فولاد در کشش که بر طبق ضوابط فصل ۴ تعیین می شود.
مقاومت شکست بتن	breakout strength, concrete	مقاومت قلوه کن شدن بتن در اطراف یک میله مهار یا گروه مهارها.
مقاومت طراحی	strength, design	مقاومت اسمی ضرب در ضریب کاهش مقاومت ϕ .
مقاومت فشاری مشخصه بتن	concrete strength, specifed compressive (f'_c)	مقاومت فشاری بتن که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد و بر اساس ضوابط فصل ۳ ارزیابی می‌گردد. ضمناً $\sqrt{f'_c}$ که در روابط مبحث بکار برده می شود واحد f'_c را دارد.
مقاومت قلوه‌کن شدگی بتن	pryout strength, concrete	مقاومت قلوه‌کن شدن بتن در پشت میله مهاری
مقاومت کششی	splitting tensile strength (f_{ct})	مقاومت کششی بتن

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
مقطع کنترل شده با کشش	tension controlled section	مقطعی که در آن کرنش خالص در آخرین ردیف آرماتور کششی، در محاسبه مقاومت اسمی، بزرگتر یا مساوی ۰.۰۰۵ می باشد.
مقطع کنترل‌شده با فشار	compression controlled section	مقطعی که در آن کرنش خالص در آخرین ردیف آرماتور کششی، در محاسبه مقاومت اسمی، کوچکتر یا مساوی کرنش حد کنترل شده با فشار می باشد.
مقاومت مورد نیاز	strength, required	مقاومت یک عضو یا مقطع جهت مقابله با تلاش‌های داخلی ضریبدار ایجاد شده در عضو.
منطقه B	B region	بخشی از قطعه در روش خرپایی، که توزیع کرنش های ناشی از خمش در مقطع آن خطی فرض می شود.
منطقه D	D region	قسمتی از یک عضو با طولی کمتر از h از محل ناپیوستگی نیرو یا ناپیوستگی هندسی.
منطقه گرهی	nodal zone	حجم بتن اطراف یک گره که فرض می شود نیروهای بست ها و بندها در روش خرپایی از طریق آن منتقل می شوند.
مهار	anchor	قطعه فولادی که در بتن درجا نصب و یا در بتن سخت شده کاشته می‌شود و از آن برای انتقال بارها به بتن استفاده می‌گردد.
مهار انبساطی	anchor, expansion	نوعی مهار کاشتی که در آن انتقال بار از طریق اصطکاک جانبی و یا مقاومت تکیه‌گاهی و یا هر دو صورت می‌گیرد.
مهار افقی یا مایل	anchor, horizontal or upwardly inclined	مهاری که بطور افقی و یا مایل به سمت بالا کاشته می شود.
مهار پیچی	ancher, screw	مهار پیچی مکانیکی کاشتنی که بار را توسط درگیری بدنه رزوه ها با شیارهای ایجاد شده در بتن سخت شده پیرامون حفره ایجاد شده قبلی، منتقل می نماید.
مهار تعبیه شده	anchor, cast in	پیچهای سر دار، گلمیخهای سر دار و پیچ های قلابدار که قبل از ریختن بتن تعبیه می شوند.
مهار چسبی	anchor, adhesive	یک نوع مهار کاشتی که در سوراخی با قطر کمتر از ۱.۵ برابر قطر مهار در بتن سخت‌شده کاشته می‌شود و بارهای وارده به مهار از طریق چسب به بتن منتقل می گردد
مهار زیرچاکی	anchor, under cut	مهار کاشتنی که مقاومت کششی خود را از قفل و بست مکانیکی ایجاد شده در اثر چاک زدن بتن در انتهای جاگذاری خود بدست می آورد.
مهار کاشتنی	anchor, post installed	مهاری که در بتن سخت شده کاشته می شود. مهارهای چسبی، انبساطی و زیرچاکی نمونه هائی از این نوع اند.
مهندس متخصص	specialty engineer	مهندس سازه صاحب صلاحیت حرفه ای که طراحی قسمت خاص از سازه به او واگذار می شود.
مواد سیمانی	cementitious materials	موادی که در بتن ملات یا گروت، مانند سیمان پرتلند، سیمان هیدرولیک مخلوط، سیمان انبساطی و یا در ترکیب با سایر مواد مانند خاکستر بادی، پوزولان های طبیعی خام یا کلسینه، دوده سیلیسی و سیمان سرباره، ارزش سیمانی پیدا می‌کنند.
میلگردهای آجدار سر	headed deformed	میلگردهای آجدار که سر هایی به یک یا هر دو سرشان متصل می شود.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
دار	bars	
ناپیوستگی	discontinuity	تغییر ناگهانی در هندسه عضو یا بارگذاری آن.
ناحیه مفصل پلاستیک	plastic hinge region	ناحیه‌ای از عضو خمشی که در آن میلگردها در بارگذاری زلزله به مقاومت تسلیم می‌رسند. این ناحیه در طولی بیشتر از h از مقطع بحرانی گسترش دارد.
نسبت آب به مصالح سیمانی	water cementitious materials ratio	نسبت وزن آب، به جز آب جذب سطحی مصالح، به وزن مصالح سیمانی در مخلوط.
نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طرح	design story drift ratio	تغییر مکان جانبی نسبی طرح طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه.
نشیمن	Brackets and Corbels	دستکی که برای نشیمن انتهای تیر یا دال بر روی ستون یا دیوار پیش بینی می شود.
نقطه قطع آرماتور	cut off point	محلی که آرماتور در آنجا قطع می شود.
یکپارچگی سازه ای	structural integrity	توانایی سازه از طریق مقاومت، نامعینی، شکل‌پذیری و جزئیات آرماتوربندی در توزیع مجدد تنش ها برای حفظ پایداری کلی سازه، در صورت بروز آسیب‌های محلی یا تنش های قابل ملاحظه بیش از حد.

۹-۳ مشخصات مکانیکی بتن

۹-۳-۱ گستره

۹-۳-۱-۱ این فصل شامل مشخصات مکانیکی بتن که در طراحی سازه‌ها مورد نیاز است، می‌باشد. برای جزییات ساختن، ریختن، عمل آوردن و شرائط پذیرش بتن باید ضوابط فصل ۹-۲۲ این مبحث، و هم‌چنین ضوابط مرتبط در مبحث پنجم رعایت شود.

۹-۳-۱-۲ الزامات مربوط به دوام بتن باید مطابق آن چه در پیوست ۹-پ۱ این مبحث آورده شده است، رعایت شود.

۹-۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک

۹-۳-۲-۱ وزن مخصوص بتن معمولی در محاسبات برابر با ۲۳۰۰ کیلو گرم در متر مکعب منظور می‌شود. وزن مخصوص بتن سبک باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین شود؛ ولی مقدار آن نباید کم‌تر از ۱۴۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد.

۹-۳-۲-۲ برای منظور کردن مشخصات بتن‌های سبک، کلیه‌ی روابط این آیین نامه که در آن‌ها از $\sqrt{f'_c}$ استفاده شده است، در یک ضریب اصلاح λ ضرب شده است که مقدار آن باید یا با توجه به ترکیب دانه‌ها طبق جدول ۹-۳-۱ و یا با توجه به وزن مخصوص بتن طبق جدول ۹-۳-۲ تعیین گردد.

جدول ۹-۳-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به ترکیب دانه ها

بتن	ترکیب دانه‌ها	λ
تمام سبک وزن	ریز دانه و درشت دانه C330M	۰/۷۵
سبک وزن، ریز دانه مخلوط	ریز دانه C33M و C330M درشت دانه C330M	۰/۷۵ تا ۰/۸۵
ماسه معمولی، بقیه سبک وزن	ریز دانه C33M درشت دانه C330M	۰/۸۵
ماسه معمولی، درشت دانه مخلوط	ریز دانه C33M درشت دانه C33M و C330M	۰/۸۵ تا ۱/۰
وزن معمولی	ریز دانه و درشت دانه C33M	۱

جدول ۹-۳-۲ ضریب اصلاح λ با توجه به وزن مخصوص بتن

وزن مخصوص بتن (w_c)	λ
$w_c \leq 1600$	0.75
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00046w_c \leq 1.00$
$w_c > 2160$	1.00

در جدول فوق w_c برحسب کیلوگرم بر متر مکعب می باشد.

۹-۳-۲-۳ مقدار λ برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ منظور می گردد.

۹-۳-۲-۴ در محاسبات طول گیرایی آرماتورها ضریب λ برای انواع بتن های سبک باید برابر با ۰/۷۵ منظور شود.

۹-۳-۳ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c

۹-۳-۳-۱ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c، باید بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه بر روی حداقل دو نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی متر، و یا حداقل سه نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی متر تعیین شود. در صورتی که سن دیگری برای آزمایش نمونه‌ها مورد نظر باشد، باید در مدارک ساخت ذکر گردد.

۹-۳-۳-۲ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c، باید در طرح اختلاط بتن بر اساس بند ۹-۲۲-۴-۳، و هم‌چنین در ارزیابی و پذیرش بتن بر اساس بند ۹-۲۲-۱۱، ملاک عمل قرار گیرد.

۹-۳-۳-۳ مقدار f'_c برای بتن های معمولی و سبک باید با توجه به محدودیت‌های زیر، در نظر گرفته شود:

الف- در کاربری‌های عمومی، حداقل مقدار f'_c برای انواع بتن‌های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگا پاسکال بوده و محدودیتی برای مقدار حداکثر آن وجود ندارد.

ب- در سیستم‌های سازه‌ای ویژه، که شامل قاب‌ها و یا دیوارهای سازه‌ای ویژه و یا ترکیب‌های آن‌هاست، حداقل مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک ۲۵ مگا پاسکال می‌باشد. مقدار حداکثر f'_c برای بتن‌های معمولی به ۷۰ مگا پاسکال و در بتن‌های سبک به ۳۵ مگا پاسکال محدود می‌شود.

پ- در شمع ها و ریز شمع های کوبیدنی بتن آرمه، حد اقل مقدار f'_c برابر ۳۰ مگاپاسکال می باشد.

ت- حد اقل مقداری که بر اساس پیوست ۱ یرای دوام بتن مورد نیاز است.

۹-۳-۴ رده بندی بتن

۹-۳-۴-۱ رده بندی بتن بر اساس مقاومت مشخصه‌ی آن معمولا به ترتیب زیر است:

C10 C12 C16 C20 C25 C30 C35 C40 C45 C50 …

اعداد بعد از C بیان‌گر مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن (f'_c) بر حسب مگا پاسکال است.

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته‌ی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- در صورتی که وزن مخصوص بتن، w_c ، بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۳-۲- الف)}$$

- برای بتن‌های با وزن معمولی، می‌توان از رابطه‌ی زیر نیز استفاده نمود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۳-۲- ب)}$$

۹-۳-۶-۲ مدول الاستیسیته بتن را می توان بر مبنای آزمایش بر روی نمونه های ۲۸ روزه بتن تعیین نمود مشروط بر آنکه این پارامتر نیز در طرح مخلوط بتن منظور شده و نتایج آزمایش های تعیین E_c در مدارک ساخت ارائه شود.

۹-۳-۷ ضریب پواسون بتن، ν

۹-۳-۷-۱ در بتن معمولی، ضریب پواسون را می‌توان یا برابر با ۰/۲ فرض نمود؛ و یا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۹-۳-۷-۲ در بتن‌های سبک، ضریب پواسون باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

۹-۳-۸ ضریب انبساط حرارتی بتن، α

۹-۳-۸-۱ در بتن‌های معمولی، ضریب انبساط حرارتی را می‌توان با توجه به نوع سنگ دانه‌ها و با تقریب۲۰ درصد برابر با $\alpha_c = 10 \times 10^{-6}$ در هر درجه‌ی سانتی گراد منظور نمود.

۹-۳-۸-۲ در بتن‌های سبک، ضریب انبساط حرارتی را باید با توجه به نوع بتن سبک از طریق آزمایش‌های مناسب به دست آورد.

۹-۳-۹ جمع شدگی و خزش بتن در سازه‌ها و اعضای آن‌ها

۹-۳-۹-۱ اثرات جمع شدگی و خزش بتن در سازه‌ها، به ویژه در ساختمان های بلند مرتبه، می‌تواند قابل ملاحظه باشد و باید در طراحی منظور شود. مشخصات مکانیکی برای این آثار و نیز روش محاسبات آن‌ها در پیوست ۹-پ-۵ ارائه شده است.

۹-۳-۹-۲ اثرات جمع شدگی و خزش به همراه سایر نیروهای وارده به سازه باید مطابق فصل ۹-۷ ترکیب شوند.

۹-۴ مشخصات آرماتورها

۹-۴-۱ گستره

۹-۴-۱-۱ این فصل شامل مشخصات کلی آرماتورهای فولادی است. آرماتورهای فولادی شامل میلگردها و سیم‌ها هستند.

۹-۴-۱-۲ میلگردهای فولادی به صورت گرم نورد شده (استاندارد ISIRI-3132 ایران) بوده و دارای انواع ساده و آجدار هستند. سیم‌های فولادی از نورد سرد (استاندارد ISIRI 11558 ایران) ایجاد شده و در دو نوع ساده و آجدار تولید می‌شوند.

۹-۴-۱-۳ ملاحظات در رابطه با دوام آرماتورها در پیوست ۹-پ۱ این مبحث آمده است.

۹-۴-۲ رده بندی آرماتورها

۹-۴-۲-۱ رده بندی آرماتورها بر اساس تنش حد تسلیم آن‌ها مطابق جدول ۹-۴-۱ است:

جدول ۹-۴-۱ رده بندی میلگردها و سیم‌ها

رده‌ی میلگرد	نوع میلگرد یا سیم
S240	میلگرد ساده
S340	میلگرد آجدار [۱]
S350	میلگرد آجدار [۱]
S400	میلگرد آجدار [۱]
S420	میلگرد آجدار [۱]
S500	میلگرد آجدار [۱]
S520	میلگرد آجدار [۱]
S500C	سیم‌های ساده و یا آجدار [۲]

[۱] شکل آج مطابق استاندارد ISIRI-3132-1392 ایران

[۲] شکل آج مطابق استاندارد ISIRI-11558 ایران

اعداد بعد از S بیان‌گر تنش حد تسلیم فوقانی میلگرد، f_y ، بر حسب مگا پاسکال می‌باشند. رده های مشخص شده در جدول ۹-۴-۱ برای میلگردهای گرم نوردیده‌ی معمولی هستند که مشخصات کششی آن‌ها در بند ۹-۴-۵ و در جدول ۹-۴-۲ ذکر شده است. در صورتی که در فرایند ساخت تغییراتی در ترکیبات شیمیایی و یا در روش ساخت با اهداف مشخص ایجاد شود، در سمت راست رده‌ی میلگرد، مطابق آن چه در بند ۹-۴-۵-۳ آمده است، یک حرف لاتین اضافه می شود. در این آیین نامه، برای فولادهای سرد نورد شده و سیم‌های ساخته شده مطابق استاندارد ISIRI-11558 ایران، رده‌ی S500C به کار برده شده است.

۹-۴-۳ طبقه بندی آرماتورها با توجه به روش ساخت

آرماتورها از نظر روش ساخت به سه گروه زیر دسته بندی می‌شوند:

۱- فولاد گرم نورد شده بر اساس استاندارد ایران (ISIRI-3132-1392)
۲- فولاد سرد اصلاح شده، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچاندن، کشیدن، نورد کردن، و یا گذراندن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت سرد به دست می‌آید (بر اساس استاندارد ایران، ISIRI-11558).
۳- فولاد گرم اصلاح شده یا فولاد ویژه، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن بر روی میلگردهای گرم نورد شده و در حالت گرم به دست می‌آید.

۹-۴-۴ طبقه بندی آرماتورها از نظر شکل پذیری

۹-۴-۴-۱ آرماتورهای فولادی از نظر شکل پذیری به سه دسته تقسیم می‌شوند:
۱- فولاد نرم (S240)، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله‌ی تسلیم مشهود است.
۲- فولاد نیمه سخت (S420, S400, S350, S340)، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله‌ی تسلیم بسیار محدود است.
۳- فولاد سخت (S520, S500)، که منحنی تنش - کرنش آن فاقد پله‌ی تسلیم است.

۹-۴-۵ ویژگی‌های کششی آرماتورها

۹-۴-۵-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده‌های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشد.

جدول ۹-۴-۲ ویژگی‌های کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه در ایران	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل (MPa)	تنش حد تسلیم (MPa)		کرنش [۱]	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	-	۲۵	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	-	۱۸	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ [۲]	-
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	-	۱۶	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ [۲]	-
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	-	۱۰	۸
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	-	۱۲	-
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	-

[۱] انتخاب یکی از طول‌های آزمون برای تعیین میزان ازدیاد طول نسبی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک قرار گیرد. طول‌های A_5 و A_{10} در استاندارد ISIRI 3132 ایران تعریف شده‌اند.

[۲] برای میلگردهایی که قطر اسمی آن‌ها ۳۲ میلی‌متر یا بیش‌تر است، حداقل مقدار مشخصه‌ی تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلی‌متر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر ارائه شده در جدول به ۴ درصد محدود می‌شود.

۹-۴-۵-۲ در آرماتورهای ذکر شده در جدول ۹-۴-۲، حداقل نسبت مقاومت کششی به تنش حد تنش تسلیم برابر با ۱/۲۵ می‌باشد. در آرماتورهای سرد نورد شده، حداقل نسبت فوق برابر ۱/۰۳ است.

۹-۴-۵-۳ در آرماتورهایی که استحکام لازم و نسبت مقاومت کششی به تنش حد تسلیم حداکثر در آن‌ها مطابق با جدول ۹-۴-۲ به روش خنک کاری و برگشت تحت کنترل (مانند روش ترمکس) حاصل می‌شود، حرف T؛ و برای آرماتورهایی که به روشی غیر از خنک کاری و برگشت تحت کنترل تولید می‌شوند، حرف U؛ و در آرماتورهایی که با استفاده از عناصر آلیاژی استحکام لازم در آن‌ها محقق می‌شود، حرف A به انتهای رده‌ی میلگرد در گواهی نامه‌ی فنی صادره و نیز در نشانه گذاری روی میلگرد درج می‌شود.

۹-۴-۶ ویژگی‌های خم پذیری

۹-۴-۶-۱ نمونه‌ی آرماتور آزمایش خمشی بر اساس استاندارد ۱-۸۱۰۳ ایران باید قادر باشد دور یک فک خمشی به اندازه‌ی ۱۸۰ درجه خم شده و در محیط خارجی آن هیچ گونه ترک خوردگی قابل مشاهده با دید طبیعی ایجاد نشود. قطر فک خمشی متناسب با قطر آرماتور بوده و مطابق جدول ۹-۴-۳ میباشد.

جدول ۹-۴-۳ قطر فک خمش در آزمون خمش

قطر اسمی آرماتور (d)	قطر فک خمش
$d \leq 16$	3d
$16 < d \leq 32$	6d
$32 < d \leq 50$	7d

۹-۴-۶-۲ در صورت نیاز، آزمون باز خمش که برای تعیین میزان فرسودگی آرماتورهای خم شده به کار می‌رود، باید مطابق استاندارد ۱-۸۱۰۳ ایران انجام شود.

۹-۴-۶-۳ در صورت توافق تولید کننده و خریدار، آزمون باز خمش می‌تواند جای‌گزین آزمون خمش شود.

۹-۴-۶-۴ انجام یکی از دو آزمون خمش یا آزمون باز خمش از طرف تولید کننده الزامی است؛ ولی هر دو مشخصه باید توسط تولید کننده تضمین گردد.

۹-۴-۷ ویژگی‌های جوش پذیری

۹-۴-۷-۱ شرائط جوش کاری آرماتورهای مورد استفاده جهت مسلح کردن بتن و حداقل دمای مورد نیاز پیش گرم و انجام عملیات جوش کاری باید بر مبنای استاندارد ISIRI-3132-1392 ایران باشد.

۹-۴-۷-۲ عملیات جوش کاری در دمای ۱۸- درجه‌ی سلسیوس و پایین‌تر نباید انجام شود.

۹-۴-۷-۳ بعد از پایان جوش کاری، باید اجازه داد تا آرماتور به طور طبیعی سرد شود. شتاب دادن به فرآیند سرد شدن مجاز نمی‌باشد.

۹-۴-۸ ضوابط کلی

۹-۴-۸-۱ کلیه‌ی سیم‌ها و میلگردهای مصرفی در آرماتورهای طولی و عرضی سازه‌های بتن آرمه باید آجدار باشند. استفاده از سیم‌ها و یا میلگردهای ساده فقط در دورپیچ‌ها مجاز است. حد اکثر قطر میلگردها ۵۰ میلیمتر می باشد.

۹-۴-۸-۲ تنش حد تسلیم سیم‌ها و میلگردها باید از یکی از دو روش زیر به دست آید:

الف - روش جابجایی ۰/۲ درصد بر اساس استانداردهای مناسب ملی و یا بین المللی،

ب - تعیین نقطه‌ی تسلیم بر اساس روش توقف نیرو مطابق استانداردهای مناسب ملی و یا بین المللی؛ استفاده از این روش برای سیم‌ها و میلگردهایی مجاز است که دارای یک نقطه‌ی تسلیم کاملا واضح و مشخص باشند.

۹-۴-۸-۳ در کرنش‌های کم‌تر یا مساوی با کرنش حد تسلیم، ε_y ، تنش فولاد f_s، از رابطه‌ی (۹-۴-۱) محاسبه می‌شود:

$$f_s = E_s\,\varepsilon_s \qquad \text{در صورتی که } \varepsilon_s \le \varepsilon_y \qquad (۹-۴-۱)$$

در کرنش‌های بزرگ‌تر از کرنش حد تسلیم، ε_y، تنش فولاد مستقل از کرنش بوده و مطابق رابطه‌ی (۹-۴-۲) منظور می‌گردد:

$$f_s = f_y \qquad \text{در صورتی که } \varepsilon_s > \varepsilon_y \qquad (۹-۴-۲)$$

۹-۴-۸-۴ مدول الاستیسیته، E_s، برای سیم‌ها و میلگردها برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال است.

۹-۴-۸-۵ تنش حد تسلیم به کار برده شده در محاسبات برای سیم‌ها و میلگردها بستگی به مشخصات فولاد مصرفی داشته و بر اساس نوع کاربری نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-۴-۴ برای آرماتورها و سیم‌های آجدار، و جدول ۹-۴-۵ برای آرماتورها و سیم‌های ساده بیش‌تر باشد.

۹-۴-۸-۶ نوع سیم‌ها و میلگردهایی که برای کاربری مشخص سازه‌ای استفاده می‌شوند، باید برای آرماتورهای آجدار مطابق جدول ۹-۴-۴، و برای آرماتورهای ساده مطابق جدول ۹-۴-۵ باشد.

۹-۴-۸-۷ سیم‌های ساده و آجدار، و شبکه‌های جوشی ساخته شده از سیم‌های ساده و آجدار باید مطابق استاندارد ISIRI-11558 ایران باشند. در این سیم‌ها، تنش حد تسلیم باید بر اساس بند ۹-۴-۸-۲ تعیین شوند.

۹-۴-۸-۸ در سیم‌های آجدار، فقط استفاده از قطرهای ۱/۵ میلی متر تا ۱۶ میلی متر مجاز می‌باشد. در صورت استفاده از سیم‌های آجدار با قطرهای بزرگ‌تر از ۱۶ میلی متر، طول‌های مهاری و وصله با منظور نمودن این سیم‌ها مشابه سیم‌های ساده، و با استفاده از بند ۹-۲۱-۸-۷ محاسبه می‌گردد.

جدول **۹-۴-۴** کاربری آرماتورهای آجدارطولی و عرضی

کاربری	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yt} مجازبرای کاربرد در محاسبات(مگاپاسکال)	شماره رده		
			میلگردهای آجدار	سیم‌های آجدار	ملاحظات
خمش، نیروی محوری، حرارت و انقباض	قاب های لرزه ای ویژه	۵۵۰	بند ۹-۴-۸-۹	غیرمجاز	-
	کلیه اجزاء دیوارهای لرزه ای ویژه	۷۰۰			
	سایر موارد	۷۰۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	[۱]
آرماتورهای محصورکننده و یا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	سیستم‌های ویژه زلزله‌بر	۷۰۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	[۲]
	دورپیچ‌ها	۷۰۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	[۲]
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
برش	قاب های لرزه ای ویژه	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
	کلیه اجزاء دیوارهای لرزه ای ویژه	۷۰۰			
	دورپیچ‌ها	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
	برش اصطکاک	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
	خاموت‌ها، بست‌ها،	۴۲۰	همه رده	همه رده	-

	تنگ‌ها		های آجدار	های آجدار	
پیچش	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
مهارها	سیستم های لرزه ای ویژه	۵۵۰	همه رده های آجدار	غیر مجاز	-
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
محل هائی که در طراحی آن از روش خرپائی استفاده می شود	دورگیرهائی که برای برش استفاده می شوند	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار	-

[۱] - استفاده از شبکه های آجدار جوشی نیز مجاز است.

[۲] - استفاده از فولادهای با کربن و کروم کم نیز مجاز است.

جدول ۹-۴-۵ برای آرماتورهای دورپیچ ساده

کاربری	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yt} مجاز برای کاربرد در محاسبات (مگا پاسکال)	شماره‌ی رده میلگردها و سیم‌های ساده
آرماتورهای محصور کننده و یا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	دورپیچ‌ها در سیستم‌های لرزه‌ای ویژه	۷۰۰	انواع آرماتورهای گرم و سرد نورد شده که دارای ویژگی‌های جدول ۹-۴-۲ می‌باشند
	دورپیچ‌ها	۷۰۰	انواع آرماتورهای گرم و سرد نورد شده که دارای ویژگی‌های جدول ۹-۴-۲ می‌باشند
برش	دورپیچ‌ها	۴۲۰	انواع آرماتورهای گرم و سرد نورد شده که دارای ویژگی‌های جدول ۹-۴-۲ می‌باشند
پیچش	دورپیچ‌ها	۴۲۰	انواع آرماتورهای گرم و سرد نورد شده که دارای ویژگی‌های جدول ۹-۴-۲ می‌باشند

۹-۴-۸-۹ در آرماتورهای طولی آجدار با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر که در قابهای ویژه و دیوارهای ویژه زلزله بر و اجزاء آنها از جمله دیوار پایه‌ها و تیرهای همبند و مهارهای لرزه ای که تحت اثر لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا هردو بصورت توام قرار میگیرند استفاده می شوند باید هر سه شرط زیر ارضاء شوند:

الف- تنش تسلیم اندازه گیری شده در آزمایشگاه از تنش حد تسلیم در محاسبات ، f_y، بیش از ۱۲۵ مگا پاسکال فراتر نرود.

ب- نسبت تاب کششی به تنش حد تسلیم اندازه گیری شده در آزمایشگاه از ۱/۲۵ بیش‌تر باشد.

پ- حداقل درصد ازدیاد طول در طول آزمون ۲۰۰ میلی متری برای آرماتورهای به قطر ۱۰ تا ۲۰ میلی متر برابر با ۱۴ درصد، برای آرماتورهای به قطر ۲۲ تا ۳۵ میلی متر برابر ۱۲ درصد، و برای آرماتورهای به قطر بزرگ‌تر از ۳۵ میلی متر و تا ۵۷ میلی متر برابر ۱۰ درصد باشد.

۹-۴-۸-۱۰ استفاده از آرماتورهای با مقاومت حد تسلیم بیشتر از ۵۲۰ مگاپاسکال در قاب های ویژه مجاز نمی باشد مگر آن که مشخصات آن ها مطابق استاندارد ASTM A706 باشد.

۹-۴-۸-۱۱ استفاده از آرماتورهای S520T که باروش ترمکس و مشابه تولید می شوند در سازه های با شکل پذیری ویژه و غیره به شرطی مجاز است که تمام شرائط جدول ۹-۴-۲ در آن ها رعایت شده باشد

۹-۴-۹ پوشش بتن روی میلگردها

۹-۴-۹-۱ پوشش بتن روی میلگردها که شامل همه آرماتورهای طولی و عرضی عضو می‌باشند نباید از مقادیر داده شده در جدول ۴-۶ کم‌تر باشد. حداقل مقدار این پوشش به منظور تامین دوام اعضا در محیط‌های خورنده در هر حال نباید از مقادیر ذکر شده در پیوست ۹-پ۱ کم‌تر باشد. هم‌چنین، حداقل پوشش بتن نباید از پوشش مورد نیاز برای مقاومت در برابر آتش سوزی مطابق پیوست ۹-پ۲ کم‌تر باشد.

۹-۴-۹-۲ برای دسته‌ی میلگردها، پوشش بتن روی میلگردها نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم‌تر باشد.

الف- قطر معادل دسته‌ی میلگردها

ب- ۷۵ میلی‌متر برای مواردی که بتن بر روی خاک ریخته شده و با آن در تماس دائمی است؛ و ۵۰ میلی متر برای مواردی که بتن در تماس با خاک ریخته نشده است.

۹-۴-۹-۳ برای آرماتورهای برشی سَر دار، مقدار پوشش بتن بر روی کلیه‌ی قسمت‌ها نباید از مقدار پوشش آرماتورها در عضو کم‌تر باشد.

۹-۴-۹-۴ در محیط‌های خورنده و یا در سایر شرایط محیطی غیر متعارف، مقدار پوشش حداقل روی آرماتورها باید در صورت لزوم افزایش یافته و در هر حال نباید از مقادیر داده شده در پیوست ۹-پ۱ به منظور تامین دوام عضو کم‌تر باشد.

جدول **۹-۴-۶** پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها (mm)
بتن در تماس دائم با خاک	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵

است.			
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی متر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

۹-۴-۱۰ آرماتورهای برشی سَر دار

۹-۴-۱۰-۱ آرماتورهای برشی سَر دار و ساخت آن‌ها باید مطابق استاندارد مناسب ملی و یا بین المللی باشد.

۹-۴-۱۱ قطعات مدفون در بتن

۹-۴-۱۱-۱ قطعات مدفون در بتن نباید برروی مقاومت سازه و یا ضد آتش بودن آن اثرات عمده داشته باشند.

۹-۴-۱۱-۲ جنس قطعات مدفون نباید بر روی بتن و یا آرماتور اثرات نامطلوب بگذارد.

۹-۴-۱۱-۳ در صورت استفاده از قطعات مدفون از جنس آلومینیم، این قطعات باید دارای پوشش مناسب برای جلوگیری از واکنش بین بتن و آلومینیم و بتن و فولاد باشند.

۹-۵ الزامات سیستم‌های سازه‌ای

۹-۵-۱ گستره

۹-۵-۱-۱ سیستم‌های سازه‌ای به مجموعه‌ای از اجزای به هم پیوسته‌ی سازه‌ای اطلاق می‌شود که به طور مشترک برای عملکرد خاصی طراحی می‌گردند. ضوابط این فصل الزاماتی را پوشش می‌دهد که باید در طراحی این سیستم‌ها رعایت شوند.

۹-۵-۲ کلیات

۹-۵-۲-۱ مشخصات بتن و آرماتور در سیستم‌های سازه‌ای باید بر طبق ضوابط فصل‌های ۹-۳ و ۹-۴ انتخاب شوند.

۹-۵-۲-۲ بارها و ترکیب‌های آن‌ها باید بر طبق ضوابط فصل ۷ در نظر گرفته شوند.

۹-۵-۳ اجزای سیستم‌های سازه‌ای

۹-۵-۳-۱ اجزای سیستم‌های سازه‌ای شامل یک یا چند مورد از موارد زیر هستند:

الف- کف‌ها و بام‌ها شامل دال‌های یک طرفه و دو طرفه

ب- تیرها و تیرچه‌ها،

پ- ستون‌ها،

ت- دیوارها،

ث- دیافراگم‌ها،

ج- شالوده‌ها،

چ- اتصالات و مهارها که برای انتقال بار از یک عضو به دیگری لازم می‌باشد.

۹-۵-۳-۲ طراحی اجزا در سیستم‌های سازه‌ای باید بر اساس ضوابط فصل‌های ۹-۹ تا ۹-۱۸ و فصل ۹-۲۰ صورت گیرد.

۹-۵-۴ مسیرهای انتقال بار

۹-۵-۴-۱ سیستم‌های سازه‌ای باید طوری تنظیم و طراحی شوند که بارهای ضریب‌دار را در ترکیب‌های مورد نظر در فصل ۷،

بدون تجاوز از مقاومت طراحی مربوطه‌ی عضو، از طریق یک یا چند مسیر پیوسته تا تکیه‌گاه‌ها هدایت کنند.

۹-۵-۵ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای

۹-۵-۵-۱ تحلیل سیستم‌ها

۹-۵-۵-۱-۱ روش‌های تحلیل سیستم‌ها باید تعادل نیروها و سازگاری تغییر شکل‌ها را تأمین نماید.

۹-۵-۵-۱-۲ روش‌های ارائه شده در فصل ۹-۶ برای تحلیل قابل قبول هستند.

۹-۵-۵-۲ مقاومت سیستم‌ها

۹-۵-۵-۲-۱ مقاومت سیستم‌ها در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که اجزای آن دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط فصل‌های مرتبط در این آیین نامه باشند.

۹-۵-۵-۳ عملکرد سیستم‌ها در شرایط بارگذاری بهره برداری

۹-۵-۵-۳-۱ عملکرد سیستم‌ها در شرایط بهره برداری، در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که عملکرد هر یک از اجزای آن، مطابق ضوابط فصل‌های مرتبط در این آیین نامه قابل قبول باشد.

۹-۵-۵-۴ دوام

۹-۵-۵-۴-۱ برای تأمین دوام بتن و فولاد در سیستم‌ها، لازم است اجزای آن‌ها شرایط مربوط به پایایی و دوام بتن و آرماتور را مطابق ضوابط پیوست ۹-پ۱ تامین نمایند.

۹-۵-۵-۵ ماندگاری

۹-۵-۵-۵-۱ ماندگاری سیستم‌ها در حد متعارف، با رعایت ضوابط آیین نامه که به صورت حداقل‌ها عنوان شده‌اند، برای تأمین ایمنی، قابلیت بهره برداری و پایایی، کافی تلقی می‌شود. در صورت نیاز به ماندگاری بیش‌تر، همواره می‌توان الزامات دیگری علاوه بر این حداقل‌ها در طراحی منظور داشت. ضوابط آیین نامه همواره باید مقدم بر سایر الزامات در نظر گرفته شود.

۹-۵-۵-۶ انسجام یا یک‌پارچگی

۹-۵-۵-۶-۱ جزئیات آرماتور گذاری و اتصالات بین اجزای سیستم باید به نحوی تنظیم شوند که کلیه‌ی اجزا به یک دیگر به طور مؤثر متصل شده و یک‌پارچگی کلی سیستم تأمین گردد. برای این منظور رعایت ضوابط بندهای (الف) تا (ث) به صورت زیر، به عنوان حداقل‌ها، الزامی است.

الف- در دال‌های یک طرفه با سیستم تیرچه‌ای: بند ۹-۱۱-۷-۲-۳،

ب- در دال‌های دو طرفه: بندهای ۹-۱۰-۷-۳-۶ و ۹-۱۰-۷-۳-۷،

پ- در دال‌های دو طرفه با سیستم تیرچه‌ای: بند ۹-۱۰-۸-۱-۶،

ت- در تیرهای درجا ریخته شده: بند ۹-۱۱-۶-۶،

ث- در اتصالات قطعات پیش ساخته: بند ۹-۱۷-۵-۱-۸.

۹-۵-۵-۷ مقاومت در برابر آتش

۹-۵-۵-۷-۱ در طراحی اجزای سیستم‌ها باید ضوابط حفاظت در برابر آتش، مطابق الزامات مبحث سوم مقررات ملی و پیوست ۹-پ۲، رعایت شود.

۹-۵-۵-۷-۲ در مواردی که مبحث سوم مقررات ملی منظور نمودن ضخامت بیش‌تری را برای پوشش بتنی روی میلگردها در مقایسه با ضوابط فصل چهارم الزامی می‌دارد، این پوشش باید رعایت گردد.

۹-۵-۶ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای خاص

۹-۵-۶-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

۹-۵-۶-۱-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای باید طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی انتخاب شوند.

۹-۵-۶-۱-۲ در سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای با شکل پذیری متوسط یا زیاد، باید ضوابط فصل ۹-۲۰، علاوه بر ضوابط مربوطه در سایر فصل‌ها، رعایت شوند. در این رابطه ضوابط فصل ۹-۲۰ مقدم است.

۹-۵-۶-۱-۳ اعضای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند، باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

الف- اثرات این اعضا در پاسخ سیستم مقاوم لرزه‌ای طبق ضوابط فصل ۹-۲۰ منظور شده و در طراحی رعایت شود.

ب- در طراحی این اعضا باید ضوابط مربوط در فصل ۹-۲۰ رعایت گردد؛ و اثرات خسارت‌های احتمالی این اعضا نیز بررسی شود.

۹-۵-۶-۱-۴ اثرات اعضای غیر سازه‌ای در پاسخ سیستم مقاوم لرزه‌ای طبق ضوابط فصل ۹-۲۰ منظور شده و در طراحی رعایت گردد. اثرات خسارت‌های احتمالی به این اعضا نیز باید بررسی شود.

۹-۵-۶-۲ سیستم‌های پیش ساخته

۹-۵-۶-۲-۱ الزامات طراحی اعضای پیش ساخته و اتصالات آن‌ها همراه با جزئیات مربوطه موضوع نشریه شماره ۳۸۸ سازمان برنامه و بودجه است که باید رعایت شوند. آن چه در این بخش آورده شده، ضوابط مربوط به بعضی جزئیات است که در صورت استفاده از قطعات پیش ساخته در سیستم‌های سازه‌ای باید رعایت شوند.

۹-۵-۶-۲-۲ در سیستم‌هایی که از قطعات پیش ساخته استفاده می‌شود، نیروها و تغییر شکل‌های ایجاد شده در اتصالات و در مجاورت آن‌ها در قطعات باید در طراحی سیستم‌ها منظور شوند.

۹-۵-۶-۲-۳ در سیستم‌هایی که نیروهای داخل صفحه‌ای باید بین قطعات پیش ساخته‌ی کف‌ها و یا دیوارها منتقل شوند، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

الف- مسیرهای بارهای داخل صفحه‌ای باید هم در قطعات و هم در اتصالات بین آن‌ها پیوسته بوده و در طراحی منظور شوند.

ب- در مواردی که نیروهای انتقالی کششی هستند، باید مسیر بار به وسیله‌ی آرماتورها و یا پروفیل‌های فولادی، با و یا بدون وصله کاری تأمین شود.

پ- توزیع نیروهای عمود بر صفحه در قطعات پیش ساخته باید با استفاده از روش‌های تحلیلی شناخته شده، و یا با انجام آزمایش تعیین گردد.

۹-۵-۶-۳ سیستم‌های مرکب

۹-۵-۶-۳-۱ سیستم‌های مرکب بتنی

۹-۵-۶-۳-۱-۱ کلیه‌ی اعضای مرکب باید برای همه‌ی مراحل بحرانی بارگذاری طراحی شوند. اعضا باید به گونه‌ای طراحی شوند که تمامی بارهایی را که قبل از توسعه‌ی کامل مقاومت طراحی آن‌ها وارد می‌شود، تحمل نمایند.

۹-۵-۶-۳-۱-۲ در هر یک از قطعات باید میلگردهای کافی برای جلوگیری از گسترش ترک خوردگی و نیز برای جلوگیری از لغزش دو قطعه بر روی یک دیگر پیش بینی شود.

۹-۵-۶-۳-۲ سیستم‌های مرکب بتنی-فولادی

۹-۵-۶-۳-۲-۱ برای ضوابط طراحی سیستم‌های مرکب بتنی-فولادی به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مراجعه شود.

۹-۶ تحلیل سیستم‌ها

۹-۶-۱ گستره

۹-۶-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به اصول کلی است که باید در تحلیل سازه‌ها رعایت شوند. این اصول شامل روش‌های مختلف تحلیل، مدل سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای، و محاسبه‌ی اثرات بارگذاری می‌شوند.

۹-۶-۲ کلیات

۹-۶-۲-۱ روش‌های تحلیل

۹-۶-۲-۱-۱ روش‌های مجاز تحلیل در این آیین نامه شامل بندهای (الف) تا (ث) به صورت زیر هستند:

الف – تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول مطابق بند ۹-۶-۵،

ب – تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی دوم مطابق بند ۹-۶-۶،

پ – تحلیل غیر الاستیک مطابق بند ۹-۶-۷،

ت- تحلیل به روش اجزای محدود مطابق بند ۹-۶-۸،

ث – تحلیل‌های تقریبی برای تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد (پیوسته) تحت اثر بارهای قائم، و قاب‌های متعارف چند طبقه تحت اثر بارهای قائم و افقی مطابق بند ۹-۶-۹.

۹-۶-۲-۱-۲ روش‌های خاص مجاز دیگر شامل بندهای (الف) تا (ث) زیر هستند.

الف – در دال‌های دو طرفه برای بارهای ثقلی:

(۱) روش طراحی مستقیم مطابق بند۹-۱۰-۹،
(۲) روش طراحی قاب معادل مطابق بند ۹-۱۰-۱۰،
(۳) روش پلاستیک مطابق بند ۹-۱۰-۱۱.

ب – در دیوارهای لاغر برای تعیین اثرات بارهای خارج از صفحه مطابق بند ۹-۱۳-۸،

پ – در دیافراگم‌ها برای تعیین اثرات بارهای داخل صفحه مطابق بند ۹-۱۴-۲-۱،

ت – در یک عضو یا یک ناحیه از سازه روش تحلیل با مدل خرپایی مطابق پیوست ۹- پ۳ آیین نامه،

ث- اثرات ناشی از لاغری در اعضای تحت فشار و خمش مطابق بند ۹-۶-۵-۴.

۹-۶-۲-۲ اثرات لاغری

۹-۶-۲-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می‌شود. در موارد زیر می‌توان از این اثرات صرف نظر نمود.

الف – در ستون‌های مهار نشده:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \qquad (۹-۶-۱)$$

ب – در ستون‌های مهار شده:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\} \qquad (۹-۶-۲)$$

در رابطه‌ی (۹-۶-۲)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون‌هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی؛ و برای ستون‌هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت می‌باشد.

در این موارد اجازه داده می‌شود، چنان چه جمع سختی کلیه‌ی اعضایی که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می‌کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون‌های طبقه در آن امتداد باشد، ستون‌ها را مهار شده در نظر گرفت.

۹-۶-۲-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r، را می‌توان از یکی از روش‌های (الف) تا (پ) زیر محاسبه نمود.

الف–

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (۹-۶-۳)$$

ب– در ستون‌های با مقطع مستطیل در هر امتداد برابر با ۰/۳۰ بعد مقطع ستون در آن امتداد.

پ– در ستون‌های با مقطع دایره، برابر با ۰/۲۵ قطر مقطع ستون.

۹-۶-۲-۲-۳ لنگرهای محاسباتی بر اساس تحلیل با درنظر گرفتن اثرات مرتبه‌ی دوم نباید از ۱/۴ برابر لنگرهای متناظر ناشی از تحلیل با درنظر گرفتن اثرات مرتبه‌ی اول بیش‌تر باشد.

۹-۶-۳ مدل سازی

۹-۶-۳-۱ کلیات

۹-۶-۳-۱-۱ برای تحلیل سازه‌ها می‌توان آن‌ها را به مدل‌های ساده شده‌ای مرکب از اعضای میله‌ای، اعضای صفحه‌ای، و اعضای سه بعدی مطابق موارد (الف) تا (پ) زیر تبدیل کرد.

الف – اعضای میله‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد به طور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر بزرگ‌تر باشد؛ و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با هم نداشته باشند. در این اعضا فاصله‌ی بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد. تیرها، ستون‌ها، مهار بندها، و قوس‌ها از جمله اعضای میله‌ای می‌باشند.

ب – اعضای صفحه‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد (ضخامت) به طور قابل ملاحظه‌ای کوچک‌تر از دو بعد دیگر باشد. دال‌ها، دیافراگم‌ها، تیر تیغه‌ها، شالوده‌های غیر ضخیم، و پوسته‌ها از جمله اعضای صفحه‌ای می‌باشند.

پ – اعضای سه بعدی

اعضایی هستند که در آن‌ها هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر نداشته باشد. شالوده‌های ضخیم، پوسته‌های ضخیم و اعضای با بتن حجیم از جمله اعضای سه بعدی می‌باشند.

۹-۶-۳-۱-۲ سختی نسبی اعضا در مدل‌های سیستم‌های سازه‌ای باید مبتنی بر فرضیات منطقی و منسجم تعیین شوند و در آنها اثرات ترک خوردگی در طول عضو، و نیز سختی‌های خمشی و پیچشی عضو، منظور گردد.

۹-۶-۳-۱-۳ در مدل تحلیلی باید تغییرات در مقطع تیرها و ستون‌ها، مانند ماهیچه‌ها و دستک‌ها، منظور شود.

۹-۶-۳-۲ دهانه‌ها

۹-۶-۳-۲-۱ طول دهانه‌ی موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند:

الف – طول دهانه‌ی موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یک‌پارچه نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

ب – طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یک‌پارچه است، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه‌گاه‌ها در نظر گرفته شود. در اعضایی که طول تکیه‌گاه آن‌ها بیش‌تر از دو برابر ارتفاع موثر آن‌ها است، طولی از عضو را که اضافه بر ارتفاع موثر روی تکیه‌گاه است، می‌توان صلب فرض نمود.

پ – طول موثر برای اعضای طرّه با گیرداری کامل برابر با طول آزاد آن‌هاست.

ت – دال‌های یک طرفه‌ی توپر و سیستم‌های تیرچه‌ای با دهانه‌های آزاد کم‌تر یا مساوی سه متر را که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک‌پارچه ساخته می‌شوند، می‌توان به صورت دال‌های یک‌سره روی تکیه‌گاه‌های ساده، بدون منظور نمودن عرض تکیه‌گاه، و با طول آزاد دهانه‌های آن‌ها در نظر گرفت.

۹-۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

۹-۶-۳-۳-۱ در تیرهای T شکل که دارای دال یک‌پارچه و یا مرکب می‌باشند، عرض موثر بال، b_f، باید برابر با عرض جان تیر، b_w، به اضافه‌ی قسمتی از بال در هر طرف تیر مطابق جدول ۹-۶-۱ در نظر گرفته شود. در این جدول h ضخامت دال و s_w فاصله‌ی آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن می‌باشد.

جدول **۹-۶-۱** محدودیت ابعاد برای عرض موثر بال از بر جان تیر T شکل

وضعیت	عرض موثر بال، از بر جان تیر	
بال در دو طرف جان	کم‌ترین از:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
بال در یک طرف جان	کم‌ترین از:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

۹-۶-۳-۳-۲ در تیرهای T شکل منفرد که از بال تیر برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، حداقل ضخامت بال باید برابر با نصف عرض جان، و حداکثر عرض بال از بر جان، برابر با چهار برابر عرض جان در نظر گرفته شود.

۹-۶-۴- نحوه‌ی چیدمان بارهای زنده

۹-۶-۴-۱ در طراحی کف‌ها یا بام‌ها برای بارهای ثقلی، می‌توان فرض نمود که بارهای زنده فقط به طبقه‌ی مورد نظر وارد می‌شود.

۹-۶-۴-۲ در طراحی تیرها و دال‌های یک طرفه می‌توان از دو فرض (الف) و (ب) استفاده نمود.

الف – برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در نزدیک وسط دهانه، باید بار زنده را بر روی دهانه‌ی مورد نظر و دهانه-های مجاور به طور یک در میان قرار داد.

ب – برای تعیین حداکثر لنگر منفی در تکیه‌گاه، باید بار زنده را بر روی دهانه‌های مجاور آن تکیه‌گاه، و سایر دهانه‌ها به صورت یک در میان، قرار داد.

۹-۶-۴-۳ در دال‌های دو طرفه، لنگرهای خمشی باید بر اساس ضوابط زیر تعیین شود. در کلیه‌ی موارد مقادیر این لنگرها نباید از لنگر متناظر در شرایطی که بر روی تمام چشمه‌های دال، بارهای زنده قرار داده شده است، کم‌تر باشد.

۹-۶-۴-۳-۱ در صورت مشخص بودن چیدمان بار زنده، لنگرها باید با توجه به این چیدمان تعیین شود.

۹-۶-۴-۳-۲ در مواردی‌که بار زنده از ۷۵ درصد بار مرده کم‌تر بوده، و یا در مواردی‌که چیدمان بار زنده به گونه‌ای است که هم زمان بر روی کلیه‌ی چشمه‌های دال اثر می‌نماید، مقادیر لنگرها را می‌توان با قرار دادن بار زنده بر روی تمام چشمه‌ها به دست آورد.

۹-۶-۴-۳-۳ در مواردی که شرایط بندهای ۹-۶-۴-۳-۱ یا ۹-۶-۴-۳-۲ برقرار نباشد، لنگرها را می‌توان طبق بندهای (الف) و (ب) زیر به دست آورد:

الف – حداکثر لنگر مثبت در نزدیک وسط چشمه را می‌توان با قرار دادن ۷۵ درصد بار زنده بر روی چشمه‌ی مورد نظر، و چشمه‌های مجاور آن به صورت یک در میان به دست آورد.

ب- حداکثر لنگر منفی در هر تکیه‌گاه را می‌توان با قرار دادن ۷۵ درصد بار زنده بر روی چشمه‌های مجاور آن به دست آورد.

۹-۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول

۹-۶-۵-۱ کلیات

۹-۶-۵-۱-۱ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول، اثرات لاغری به روش تشدید لنگرها مطابق بند ۹-۶-۵-۴ تعیین می‌گردند. در اعضایی که مشمول ضوابط بند ۹-۶-۲-۲-۱ می‌شوند، می‌توان از اثرات لاغری صرف نظر نمود.

۹-۶-۵-۱-۲ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول، باز پخش لنگرها مجاز است و بر طبق ضوابط بند ۹-۶-۵-۵ صورت می‌گیرد.

۹-۶-۵-۲ مدل سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای

۹-۶-۵-۲-۱ لنگرهای هر طبقه یا بام باید با توزیع آن‌ها بین ستون‌های بالا و پایین طبقه یا بام، به نسبت سختی نسبی ستون‌ها و نیز شرایط تقیّد آن‌ها توزیع شوند.

۹-۶-۵-۲-۲ در قاب‌ها و یا سیستم‌های پیوسته، اثرات چیدمان بارها در کف‌ها و بام‌ها را باید در انتقال لنگر به ستون‌های داخلی و خارجی، و نیز اثر برون محوری ناشی از سایر عوامل را منظور نمود.

۹-۶-۵-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های (الف) و (ب) زیر و یا هر دوی آن‌ها مجاز است:

الف – استفاده از ضوابط بند ۹-۶-۳-۲-۱ ت،

ب – در قاب‌ها و یا ساخت و سازهای پیوسته، می‌توان چشمه‌ی اتصال را صلب فرض نمود.

۹-۶-۵-۳ مشخصات مقطع اعضا

۹-۶-۵-۳-۱ برای بارهای ضریب‌دار

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول‌های ۹-۶-۲ (الف) و یا ۹-۶-۲ (ب) محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییرشکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییرشکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35I_g$	$(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g})(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_0})$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

تبصره – در اعضای خمشی ممتد می‌توان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. هم‌چنین برای P_u و M_u باید مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، منظور نمود.

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی کلیه‌ی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نماید، محاسبه نمود.

۹-۶-۵-۳-۱-۳ در تحلیل دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر که جزئی از سیستم باربر جانبی زلزله منظور می‌شوند، ممان اینرسی I برای دال‌ها را باید بر اساس مدلی که با نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مطابقت قابل قبولی داشته باشند، به دست آورد. I برای سایر اعضا باید بر اساس بندهای ۹-۶-۵-۳-۱-۱ و ۹-۶-۵-۳-۱-۲ محاسبه شود.

۹-۶-۵-۳-۲ برای بارهای بهره برداری

۹-۶-۵-۳-۲-۱ برای محاسبه‌ی خیزهای آنی و دراز مدت اعضا تحت اثر بارهای قائم باید ضوابط فصل ۱۹ رعایت شوند.

۹-۶-۵-۳-۲-۲ برای محاسبه‌ی تغییر مکان آنی ناشی از بارهای جانبی می‌توان ممان اینرسی اعضاء را ۱/۴ برابر مقادیر بند ۹-۶-۵-۳-۱ در نظر گرفت. هم‌چنین می‌توان ممان اینرسی را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد؛ به شرط آن که مقادیر آن از I_g تجاوز ننماید.

۹-۶-۵-۴ اثرات لاغری – روش تشدید لنگرها

۹-۶-۵-۴-۱ کلیات

۹-۶-۵-۴-۱-۱ اثرات لاغری در اعضای تحت فشار و خمش را می‌توان با استفاده از روش تشدید لنگرهای خمشی در آن‌ها تعیین نمود. در این روش ستون‌ها و طبقات در سازه‌ها طبق ضوابط بند ۹-۶-۵-۴-۱-۲ به صورت مهار شده یا نشده گروه بندی می‌شوند؛ و روش تشدید لنگرها در هر یک از آن‌ها بر اساس بندهای ۹-۶-۵-۴-۳ و ۹-۶-۵-۴-۴ به کار برده می‌شود.

۹-۶-۵-۴-۱-۲ در مواردی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، ستون‌ها و طبقات سازه را می‌توان مهار شده در نظر گرفت؛ در غیر این صورت این ستون‌ها و یا طبقات، مهار نشده تلقی می‌شوند.

الف – افزایش لنگرهای انتهایی ستون‌ها در اثر تحلیل مرتبه‌ی دوم از ۵ درصد لنگرهای انتهایی ستون‌ها در تحلیل مرتبه‌ی اول بیش‌تر نباشد.

ب – شاخص پایداری Q، مطابق با تعریف بند ۹-۶-۵-۴-۲-۱، از ۰/۰۵ بیش‌تر نباشد.

۹-۶-۵-۴-۲ مشخصات پایداری

۹-۶-۵-۴-۲-۱ شاخص پایداری

شاخص پایداری طبقه Q از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \qquad (۹-۶-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، $\sum P_u$ متناظر با آن حالت بار جانبی است که در آن مقدار مجموع بارهای قائم در کل طبقه حداکثر باشد؛ V_{us} مجموع برش‌ها در کل طبقه، و Δ_0 تغییر مکان جانبی نسبی مرتبه‌ی اول دو انتهای ستون‌ها در طبقه در اثر V_{us} می‌باشد. l_c طول ستون است که برابر با فاصله‌ی مرکز تا مرکز ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در دو انتها منظور می‌شود.

۹-۶-۵-۴-۲-۲ بار بحرانی کمانشی ستون

بار بحرانی کمانشی ستون، P_c، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k l_u)^2} \qquad (۹-۶-۵)$$

در این رابطه:

E_c : مدول الاستیسیته‌ی بتن، مطابق بند ۹-۳-۶،

$(EI)_{eff}$: صلبیت خمشی موثر ستون، مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۲-۳، و

k: ضریب طول موثر ستون، مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۲-۴ است.

۹-۶-۵-۴-۲-۳ $(EI)_{eff}$ با استفاده از یکی از روابط زیر تعیین شود:

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1+\beta_{dns}} \qquad (۹-۶-۶)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1+\beta_{dns}} \qquad (۹-۶-۷)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1+\beta_{dns}} \qquad (۹-۶-۸)$$

در روابط فوق β_{dns} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ستون به حداکثر بار محوری ضریب‌دار بوده، و ممان اینرسی I در رابطه‌ی (۹-۶-۸) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۹-۶-۲ (ب) برای ستون‌ها و دیوارها می‌باشد.

۹-۶-۵-۴-۲-۴ ضریب طول موثر، k، را می‌توان از نموگرام شکل ۹-۶-۱ به دست آورد.

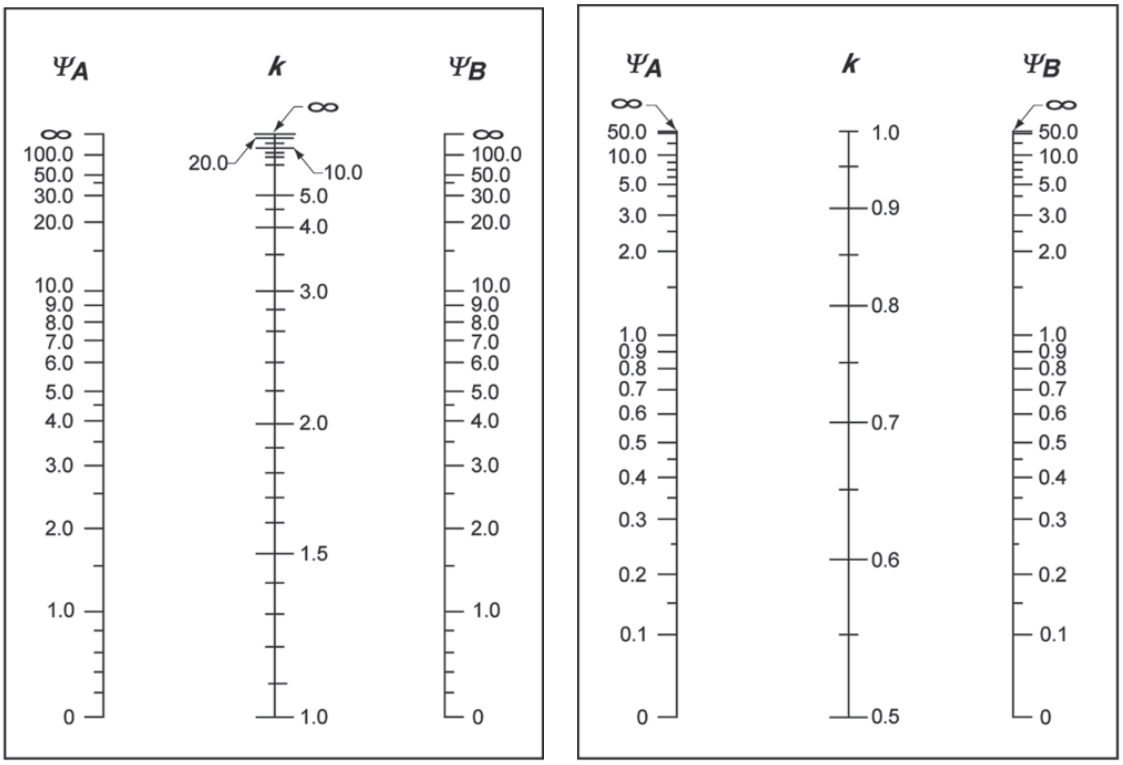
در این نموگرام:

Ψ_A : نسبت $\sum(EI)_{eff}\, l_c/$ ستون‌ها به $\sum(EI)_{eff}\, l/$ تیرها در انتهای A،

Ψ_B: نسبت $\sum(EI)_{eff}\, l_c/$ ستون‌ها به $\sum(EI)_{eff}\, l/$ تیرها در انتهای B، و

l: طول تیر که از مرکز تا مرکز ناحیه‌ی تیر به ستون اندازه گیری می‌شود.

شکل **۹-۶-۱**- ضریب طول موثر، k



الف- قاب‌های مهار شده

ب- قاب‌های مهار نشده

۹-۶-۵-۴-۳ روش تشدید لنگرها - قاب‌های مهار شده

۹-۶-۵-۴-۳-۱ لنگرهای ستون‌ها و دیوارها که از تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول به دست آورده شده‌اند، باید برای منظور کردن اثرات انحنای آن‌ها مطابق رابطه‌ی زیر تشدید شده و در طراحی به کار برده شوند.

$$M_c = \delta M_2 \qquad (۹-۶-۹)$$

در این رابطه δ ضریب تشدید است که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (۹-۶-۱۰)$$

۹-۶-۵-۴-۳-۲ ضریب C_m در رابطه‌ی ۹-۶-۱۰ را باید به یکی از دو طریق زیر به دست آورد:

الف – در ستون‌هایی که نیروی عرضی در فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های آن وارد نمی‌شود:

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (۹-۶-۱۱)$$

ب – در ستون‌هایی که نیروی عرضی در فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های آن وارد می‌شود:

$$C_m = 1.0 \qquad (۹-۶-۱۲)$$

در رابطه‌ی (۹-۶-۱۱)، در مواردی که ستون دارای انحنای یک طرفه است، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ منفی؛ و در مواردی که دارای انحنای دو طرفه است، مثبت منظور می‌شود. در این رابطه M_1 و M_2 لنگرهای دو انتهای ستون بوده و نسبت قدر مطلق آن‌ها همواره کوچک‌تر از یک می‌باشد.

۹-۶-۵-۴-۳-۳ مقدار M_2 در رابطه‌ی (۹-۶-۱۱) نباید از مقدار $M_{2.min}$ که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، برای هر محور مقطع ستون کم‌تر در نظر گرفته شود. نیازی نیست که $M_{2.min}$ به طور هم‌زمان در هر دو محور منظور شود.

$$M_{2.min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (۱۳-۶-۹)$$

در مواردی که مقدار $M_{2.min}$ از M_2 بزرگ‌تر باشد، مقدار C_m را می‌توان برابر ۱/۰ منظور نمود؛ و یا می‌توان با قرار دادن نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ در رابطه مقدار آن را محاسبه کرد.

۹-۶-۵-۴-۴ روش تشدید لنگرها – قاب‌های مهار نشده

۹-۶-۵-۴-۴-۱ لنگرهای تشدید شده $\mathrm{M_1}$ و M_2 در دو انتهای هر ستون از روابط (۹-۶-۱۴) و (۹-۶-۱۵) محاسبه می‌گردد.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \qquad (۱۴-۶-۹)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_\mathrm{s} M_{2s} \qquad (۱۵-۶-۹)$$

۹-۶-۵-۴-۴-۲ ضریب تشدید لنگر، δ_s، بر اساس یکی از ضوابط (الف)، (ب) و یا (پ) محاسبه می‌گردد. در مواردی که مقدار δ_s از ۱/۵ بیش‌تر باشد، تنها باید از یکی از ضوابط (ب) یا (پ) استفاده شود.

الف - $$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1.0 \qquad (۱۶-۶-۹)$$

ب- $$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq 1.0 \qquad (۱۷-۶-۹)$$

پ- تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی دوم

در روابط فوق، $\sum P_u$ برابر با مجموع بارهای قائم در یک طبقه، و $\sum P_c$ برابر با مجموع بارهای بحرانی کمانشی برای تمام ستون‌های مقاوم در برابر تغییر مکان جانبی طبقه می‌باشد. P_c بر اساس رابطه‌ی (۹-۶-۵) و با منظور نمودن k برای ستون‌های مهار نشده به دست می‌آید. مقدار $(EI)_{eff}$ از بند ۹-۶-۵-۴-۲-۳ محاسبه شده و در روابط این بند به جای β_{dns} باید β_{ds} را جای‌گزین نمود.

۹-۶-۵-۴-۴-۳ اعضای خمشی منتهی به اتصال باید برای مجموع لنگرهای انتهایی تشدید شده‌ی ستون‌ها در بر اتصال طراحی شوند.

۹-۶-۵-۴-۴-۴ در قاب های مهار نشده اثرات لاغری باید در مقاطع بین تکیه‌گاه‌های دو انتهای ستون در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان قاب را مهار شده فرض نمود و برای محاسبه‌ی C_{m} در بند ۹-۶-۵-۴-۳، مقادیر M_1 و M_2 متعلق به قاب‌های مهار نشده در بند ۹-۶-۵-۴-۴ را به کار برد.

۹-۶-۵-۵ باز پخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد

۹-۶-۵-۵-۱ در تحلیل‌های خطی، به جز در حالاتی که تحلیل بر اساس بند ۹-۶-۹ به صورت تقریبی انجام می‌گیرد، و یا در دال‌های دو طرفه که لنگرها با استفاده از بند ۹-۶-۴-۳-۳ تعیین می‌شوند، می‌توان مقادیر لنگرهای مثبت یا منفی حداکثر را برای هر گونه ترکیب بارگذاری کاهش داد؛ به شرط آن که شرایط زیر تامین شده باشد:

الف- اعضای خمشی به صورت ممتد باشند.

ب- در مقطعی که لنگر کاهش داده می‌شود، $\varepsilon_t \geq 0.0075$ باشد.

۹-۶-۵-۵-۲ درصد کاهش لنگر در مقاطعی که لنگر کاهش داده می‌شود، نباید از کم‌ترین دو مقدار $1000\varepsilon_t$ درصد و یا ۲۰ درصد بیش‌تر باشد.

۹-۶-۵-۵-۳ مقادیر لنگرهای باز پخش شده در طول دهانه باید با استفاده از مقادیر لنگرهای کاهش یافته و با رعایت شرایط تعادل استاتیکی برای هر ترتیب بارگذاری در دهانه‌ها محاسبه شود. ضابطه‌ی این بند باید در مورد برش‌ها و عکس العمل‌های تکیه گاهی نیز رعایت شود.

۹-۶-۶ تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی دوم

۹-۶-۶-۱ کلیات

۹-۶-۶-۱-۱ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی دوم، اثرات بارهای محوری، وجود نواحی ترک خورده در طول عضو، و طول زمان وارد شدن بار باید مورد بررسی قرار گیرد. این اثرات با منظور نمودن مشخصات مقطع، که در بند ۹-۶-۶-۲ تعریف شده است، تامین می‌گردد.

۹-۶-۶-۱-۲ اثرات لاغری در طول ستون باید بررسی شود. بدین منظور می‌توان این اثرات را مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۳ محاسبه نمود.

۹-۶-۶-۱-۳ باز پخش لنگرهایی که از تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی دوم محاسبه شده‌اند، با منظور نمودن بند ۹-۶-۵-۵ مجاز است.

۹-۶-۶-۲ مشخصات مقطع اعضا

۹-۶-۶-۲-۱ در تحلیل برای بارهای ضریب‌دار، می‌توان از مشخصات مقاطع اعضا که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ محاسبه شده‌اند، استفاده نمود.

۹-۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. هم‌چنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.

۹-۶-۷ تحلیل غیر الاستیک

۹-۶-۷-۱ کلیات

۹-۶-۷-۱-۱ در تحلیل غیر الاستیک، رفتار غیر خطی مصالح منظور می‌شود. در تحلیل غیرالاستیک مرتبه اول تعادل در وضعیت تغییرشکل نیافته تامین میشود. تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم، تعادل را در وضعیت تغییرشکل یافته تامین میکند.

۹-۶-۷-۱-۲ روش تحلیل غیر الاستیک باید بتواند نشان دهد تطابق نزدیکی بین مقاومت و تغییرشکلهای محاسبه شده‌ی اعضا با نتایج آزمایش‌های فیزیکی بر روی اعضا، زیرسیستم یا سیستم های سازه ای بتن آرمه، که سازوکار رفتاری آنها مشابه سازه موردنظر باشد، وجود دارد.

۹-۶-۷-۱-۳ در تحلیل غیر الاستیک اثرات لاغری باید لحاظ شود، مگر اینکه طبق بند ۹-۶-۲-۲ بتوان از آن صرفنظر نمود. در این ارتباط استفاده از ضوابط بند ۹-۶-۵-۴-۳ در طول ستون مجاز می‌باشد.

۹-۶-۷-۱-۴ باز پخش لنگرها در سازه‌هایی که با تحلیل غیر الاستیک محاسبه شده‌اند، مجاز نیست.

۹-۶-۸ تحلیل به روش اجزای محدود

۹-۶-۸-۱ از روش اجزای محدود برای تحلیل سازه‌ها می‌توان استفاده نمود. مدل به کار گرفته شده در این روش باید تا حد امکان برای هدف مورد نظر مناسب باشد.

۹-۶-۸-۲ در تحلیل غیر خطی با این روش اصل جمع آثار معتبر نیست؛ و باید برای هر ترکیب بار تحلیل جداگانه‌ای انجام داده شود.

۹-۶-۸-۳ باز پخش لنگرها در سازه‌های تحلیل شده با روش اجزای محدود غیر خطی مجاز نیست.

۹-۶-۹ روش‌های ساده شده‌ی تحلیل الاستیک

۹-۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد

۹-۶-۹-۱-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد، در صورتی که شرایط (الف) تا (ث) زیر موجود باشند، لنگرهای خمشی و تلاش‌های برشی را می‌توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول شماره‌ی ۹-۶-۳ تعیین نمود.

الف – تیر یا دال دارای حداقل دو دهانه باشد.

ب – هر یک از اعضا در طول خود دارای مقطع ثابت باشند.

پ – طول دهانه‌ی بزرگ‌تر از دو دهانه‌ی مجاور، از ۲۰ درصد طول دهانه‌ی کوچک‌تر تجاوز ننماید.

ت – بارها در سراسر طول تیر یا دال، تقریباً به صورت یک‌نواخت توزیع شده باشند.

ث – شدت بار زنده از سه برابر شدت بار مرده بیش‌تر نباشد.

جدول ۹-۶-۳ مقادیر تقریبی لنگرها و برش‌ها در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد

۱- لنگر مثبت	
الف- دهانه‌های انتهایی	
با انتهای غیر ممتد، به صورت ساده (غیر گیردار)	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
با انتهای غیر ممتد، به صورت یک‌پارچه با تکیه‌گاه	$w_u \frac{l_n^2}{14}$
ب- دهانه‌های داخل	$w_u \frac{l_n^2}{16}$
۲- لنگر منفی	
الف - لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاهی داخلی	
دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{9}$
بیش‌تر از دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{10}$
ب- لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌های داخلی	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
۳- لنگر منفی در موارد خاص	
الف- لنگر منفی در وجوه تکیه‌گاه‌های خارجی دال‌ها با دهانه‌های حداکثر ۳ متر، و تیرهایی که در آن‌ها نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرها در هر انتهای دهانه بیش‌تر از ۸ باشد.	$w_u \frac{l_n^2}{12}$
ب- لنگر منفی در وجه داخلی تمامی تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی	

که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشند: در مواردی که تکیه‌گاه، یک تیر لبه باشد در مواردی که تکیه‌گاه، ستون باشد	 $w_u \frac{l_n^2}{24}$ $w_u \frac{l_n^2}{16}$
۴- برش در تیرهای ممتد الف - برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه‌گاه داخلی	$1.15\, w_u \frac{l_n}{2}$
ب- برش در وجوه سایر تکیه‌گاه‌ها	$w_u \frac{l_n}{2}$

۹-۶-۹-۲ باز پخش لنگرها در لنگرهای خمشی محاسبه شده بر طبق جدول ۹-۶-۳ مجاز نمی‌باشد.

۹-۶-۹-۳ اختلاف لنگرهای خمشی محاسبه شده در وجوه تکیه گاه‌های تیرها بر طبق بند ۹-۶-۹-۱، در صورت وجود ستون‌های تکیه گاهی، باید بین ستون‌های بالا و پایین طبقه به نسبت سختی آن‌ها توزیع شوند.

۹-۷ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری - ضریب‌های کاهش مقاومت

۹-۷-۱ گستره

۹-۷-۱-۱ این فصل به ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری در طراحی و نیز ضریب‌های کاهش مقاومت اختصاص دارد و شامل موارد زیر است:

الف- ضریب‌های بار؛

ب- ترکیب‌های بارگذاری؛

پ- ضریب‌های کاهش مقاومت.

۹-۷-۲-کلیات

۹-۷-۲-۱ بارهای وارد بر سازه بر اساس موارد مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و نوع کاربری سازه انتخاب می‌شود. این بارها عمدتا شامل بار مرده، زنده، برف، باران، باد، زلزله، فشار خاک، فشار آب، بارهای ناشی از تغییرات درجه حرارت، و نیز بارهای ناشی از تغییرات حجمی بتن (افت و خزش) هستند. مهندس طراح دارای صلاحیت ممکن است بسته به نوع سازه و عملکرد آن، بارهای دیگری را نیز در بارگذاری مورد توجه قرار دهد.

۹-۷-۲-۲ بارهای وارد بر سازه‌ی ساختمان‌ها و نیز چگونگی ترکیب‌های آن‌ها در تعیین آثار حداکثر، موضوع مبحث ششم مقررات ملی است و این فصل ملزم به رعایت آن‌ها است. بیان ترکیب‌های بار در این فصل تنها برای سهولت استفاده از این مبحث است. بدیهی است چنان چه تغییری در ضوابط مبحث ششم در موضوع ترکیب‌های بار پیش آید، آن تغییر در این فصل نیز باید رعایت گردد.

۹-۷-۲-۴ در حالت‌های خاص، مهندس طراح دارای صلاحیت می‌تواند از استانداردهای معتبر بین المللی برای برآورد بارهای خاص استفاده نماید.

۹-۷-۲-۵ ضریب‌های کاهش سربار بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ایران تعیین می‌شوند.

۹-۷-۳- ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری

۹-۷-۳-۱ ضریب‌های بار

۹-۷-۳-۱-۱ مقاومت مورد نیاز، U، باید حداقل معادل تاثیرات بارهای با ضریب مندرج در جدول ۹-۷-۱ و با در نظر گرفتن سایر الزامات بخش ۹-۷-۳ باشد.

در جدول ۹-۷-۱، منظور از "بار اصلی" در یک ترکیب بارگذاری، باری است که آن ترکیب اصولا بر پایه‌ی عملکرد آن بار، ولی در کنار تاثیر سایر بارهای مرتبط تنظیم شده است.

متغیرهای به‌کار رفته در رابطه‌های (۹-۷-۱) تا (۹-۷-۷) به شرح زیر هستند:

U = بار ترکیبی و یا مقاومت مورد نیاز برای تحمل بارهای با ضریب و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

D = بارهای مرده و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

F = بارهای ناشی از وزن و یا فشارهای مرتبط با سیالات با چگالی مشخص و با حداکثر ارتفاع قابل کنترل، و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۹-۷-۱)	D	1) $U = 1.4D$
(۹-۷-۲)	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۳)	L_r or S or R	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$
(۹-۷-۴)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.0W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۵)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۹-۷-۶)	W	6) $U = 0.9D + 1.0W$
(۹-۷-۷)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

L = بارهای زنده و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

H = بارهای ناشی از وزن یا فشار خاک، آب در خاک یا سایر مصالح، و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

L_r = بار زنده‌ی بام و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

S = بار برف و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

R = بار باران و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

W = بار باد و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

E = تأثیرات بار نیروهای زلزله و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه.

۹-۷-۳-۱-۲ تاثیرات یک یا چند باری که به طور هم‌زمان اثر نمی‌کنند (مثلا بار باد و بار زلزله)، باید به طور جداگانه در نظر گرفته شود؛ ولی تاثیرات آن‌ها به طور هم‌زمان منظور نمی‌گردد.

۹-۷-۳-۱-۳ ضریب‌های بار باد در جدول ۹-۷-۱ بر این اساس تعیین شده که بارگذاری باد بر مبنای بارهای سطح مقاومت تعیین شده باشد. با این وجود اگر بار باد بر اساس بارهای سطح بهره برداری تعیین شده باشد، لازم است در رابطه-های (۹-۷-۴) و (۹-۷-۶)، به جای $1.0W$ و $0.5W$، به ترتیب از $1.6W$ و $0.8W$ استفاده شود.

۹-۷-۳-۱-۴ در مواردی که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان نیاز به منظور نمودن اثرات مولفه‌ی قائم زلزله علاوه بر اثرات مولفه‌های افقی آن باشد، ترکیب‌های بارگذاری رابطه‌های (۹-۷-۵) و (۹-۷-۷) به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$U = (1.2 + 0.6AI)D + \rho E_h + 1.0L + 0.2S \qquad (۹-۷-۸)$$

$$U = (0.9 - 0.6AI)D + \rho E_h \qquad (۹-۷-۹)$$

در این رابطه‌ها A نسبت شتاب مبنای طرح است که بر اساس مبحث ششم برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم به ترتیب معادل ۰/۳۵، ۰/۳۰، ۰/۲۵، و ۰/۲۰ منظور می‌شود؛ و I ضریب اهمیت ساختمان است که بر اساس مبحث ششم برای طبقه بندی ساختمان در گروه‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب معادل ۱/۴، ۱/۲، ۱/۰، و ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود هم‌چنین ρ ضریب نامعینی سازه است که در مبحث ششم مقررات ملی تعیین شده، و برای ساختمان‌های با میزان نامعینی کافی برابر ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود؛ و E_h تأثیرات بار نیروهای افقی زلزله و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه است.

۹-۷-۳-۱-۵ اثرات اضافه مقاومت هر جا که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی مورد نیاز باشد، باید در برآورد بار زلزله و ترکیب‌های بارگذاری منظور شود.

۹-۷-۳-۱-۶ اگر سازه در ناحیه‌ی سیل قرار داشته باشد، بارهای ناشی از سیل، F_a، باید بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، و یا مقررات معتبر بین المللی دیگر تعیین شود.

۹-۷-۳-۱-۷ اگر سازه تحت تاثیر نیروهای ناشی از یخ زدگی جوّی و باد روی یخ قرار داشته باشد، بارهای ناشی از یخ، D_i، و ناشی از باد روی یخ، W_i، باید بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، و یا مقررات معتبر بین المللی دیگر تعیین شود.

۹-۷-۳-۱-۸ مقاومت مورد نیاز، U، باید شامل تاثیرات بار داخلی ناشی از عکس العمل‌های ایجاد شده بر اساس پیش تنیدگی، با ضریب بار ۱/۰ باشد.

۹-۷-۳-۲ ضوابط بار زنده در ترکیب‌های بار

۹-۷-۳-۲-۱ کاهش سربار زنده مبتنی بر ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان امکان پذیر است؛ بنابراین در ترکیب‌های بارگذاری ارائه شده، می‌توان بار زنده‌ی کاهش یافته را به عنوان L به کار برد.

۹-۷-۳-۲-۲ ضریب بار مربوط به بار L را در رابطه‌های (۹-۷-۳)، (۹-۷-۴) و (۹-۷-۵)، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد؛ مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی، و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده‌ی کاهش یافته نیز مجاز است.

۹-۷-۳-۲-۳ بار زنده شامل همه‌ی موارد ممکن از مجموعه‌ی زیر است.

الف- بارهای زنده‌ی متمرکز؛

ب- بارهای وابسته به وسایل نقلیه؛

پ- بارهای جرثقیل؛

ت- بارهای وارد بر نرده‌ها، نرده حفاظ، و سیستم‌های حفظ وسایل نقلیه؛

ث- اثر ضربه؛

ج- تاثیر ارتعاش.

۹-۷-۳-۳ ضوابط بارهای خود کرنشی در ترکیب‌های بار

۹-۷-۳-۳-۱ اگر نیروهای ناشی از تقیّد مرتبط با تغییر حجم و نشست نامساوی در بار T بتواند به طور مخالف بر عملکرد و ایمنی سازه اثر بگذارد، لازم است این تاثیرات سازه‌ای در ترکیب با سایر بارها در نظر گرفته شود. ضریب بار T باید بر اساس موارد زیر تعیین شود: در نظر گرفتن عدم قطعیت مرتبط با بزرگی بار T؛ میزان احتمال این که حداکثر تاثیر T به طور هم‌زمان با سایر بارهای اعمالی رخ دهد؛ و نیز عواقب نامناسب محتمل این که اثر T از آن چه فرض شده، بزرگ‌تر شود. در هر حال ضریب بار T نباید از ۱/۰ کم‌تر منظور شود.

۹-۷-۳-۴ ضوابط بارهای مرتبط با فشار سیال و خاک در ترکیب‌های بار

۹-۷-۳-۴-۱ در صورت حضور بار سیال، F، لازم است این بار در ترکیب‌های بارگذاری جدول ۹-۷-۱ بر اساس همه‌ی موارد زیر وارد شود.

الف- اگر F به تنهایی عمل کرده و یا به تاثیرات D اضافه شود، لازم است با ضریب بار ۱/۴ در رابطه‌ی (۹-۷-۱) وارد گردد.

ب- اگر F به بار اصلی اضافه گردد، لازم است با ضریب بار ۱/۲ در رابطه‌های (۹-۷-۲) تا (۹-۷-۵) وارد شود.

پ- اگر تاثیر بار F دائمی بوده و تاثیر بار اصلی را کم کند، لازم است با ضریب بار ۰/۹ در رابطه‌ی (۹-۷-۷) وارد گردد.

ت- اگر تاثیر بار F دائمی نبوده ولی در صورت حضور، تاثیر بار اصلی را کم کند، F نباید در رابطه‌های (۹-۷-۱) تا (۹-۷-۷) وارد شود.

۹-۷-۳-۴-۲ اگر فشار جانبی خاک، H، حضور داشته باشد، لازم است در کلیه‌ی رابطه‌های ترکیب‌های بار جدول ۹-۷-۱ بر اساس موارد زیر وارد شود:

الف- اگر H به تنهایی عمل کرده و یا به اثر بار اصلی اضافه شود، لازم است با ضریب بار ۱/۶ وارد گردد.

ب- اگر تاثیر بار H دائمی بوده و تاثیر بار اصلی را کم کند، لازم است با ضریب بار ۰/۹ وارد گردد.

پ- اگر تاثیر بار H دائمی نبوده ولی در صورت حضور، تاثیر بار اصلی را کم کند، H نباید در ترکیب‌های بار وارد شود.

۹-۷-۴ ضریب‌های کاهش مقاومت

۹-۷-۴-۱ ضریب‌های کاهش مقاومت، ϕ، بر اساس جدول ۹-۷-۲ تعیین می‌شود.

جدول **۹-۷-۲** *ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع*

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ϕ
۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری	
الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲)	۰/۹۰
ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)	
- اعضاي با دورپیچ	۰/۷۵
- سایر اعضا	۰/۶۵
پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)	۰/۶۵-۰/۹۰
۲) برش	۰/۷۵
۳) پیچش	۰/۷۵
۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)	۰/۶۵
۵) نواحی مهاری پس کشیده	۰/۸۵
۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)	۰/۷۵
۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند	۰/۷۵
۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.	۰/۹۰
۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)	۰/۶۰
۱۰) مهار در عناصر بتنی	۰/۴۵-۰/۷۵

۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu}، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، بزرگ‌تر یا مساوی $\varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد. ε_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

۹-۷-۴-۳ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم‌زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu} به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، کوچک‌تر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S 420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شود.

۹-۷-۴-۴ اگر در مقطع تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری، هم‌زمان با لحظه‌ی گسیختگی، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی بین حد کرنش فشار-کنترل، ε_{ty}، و حد کرنش کشش-کنترل،

$0.003+\varepsilon_{ty}$، قرار گیرد، مقطع در ناحیه‌ی انتقال منظور می‌شود. برای مقطع انتقالی، ضریب کاهش مقاومت ϕ با درون یابی خطی بین حالت‌های قبلی، بر اساس رابطه‌های (۹-۷-۸-الف) و (۹-۷-۸-ب) محاسبه می‌شود. برای این مقطع هم-چنین اجازه داده می‌شود که از ϕ مربوط به مقطع فشار-کنترل استفاده گردد.

$$\phi = 0.75 + 0.15\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$$ (اعضای با دورپیچ) (۹-۷-۸-الف)

$$\phi = 0.65 + 0.25\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$$ (سایر اعضا) (۹-۷-۸-ب)

۹-۷-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای شدید، در مقابل تاثیرات زلزله، E، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

ب- برای دیافراگم‌ها، ϕ در برش نباید از کم‌ترین ϕ برشی که برای اجزای قائم سیستم اولیه‌ی مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای استفاده شده است، بیش‌تر شود.

پ- برای عناصر شالوده که سیستم اولیه‌ی مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، ϕ در برش نباید از کم-ترین مقدار مورد استفاده‌ی ϕ برای اجزای قائم سیستم اولیه‌ی مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای، بیش‌تر باشد.

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای هم‌بندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.

۹-۸ ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بار محوری، برش، پیچش، و برش- اصطکاک

۹-۸-۱ گستره

۹-۸-۱-۱ ضوابط این فصل به تعیین مقاومت اسمی مقاطع تحت اثر نیروهای مختلف داخلی اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- مقاومت خمشی

ب- مقاومت محوری و یا مقاومت توام خمشی- محوری

پ- مقاومت برشی یک طرفه

ت- مقاومت برشی دو طرفه

ث- مقاومت پیچشی

ج- مقاومت اتکایی

چ- مقاومت برش اصطکاکی

۹-۸-۱-۲ روش طراحی اعضای بتن آرمه، روش "طرح مقاومت" است؛ و مقاومت طراحی یک مقطع برابر با حاصل ضرب مقاومت اسمی، S_n ، در ضریب کاهش مقاومت مرتبط، ϕ، می‌باشد. طراحی مقاطع در روش "طرح مقاومت" بر مبنای تامین رابطه‌ی $\phi S_n \geq U$ صورت می گیرد. در این فصل به چگونگی ارزیابی S_n در حالت‌های مختلف نیروهای داخلی پرداخته می‌شود.

۹-۸-۱-۳ رعایت ضوابط الزامی این فصل برای همه‌ی اعضای بتن آرمه ضروری است؛ مگر آن که عضو یا ناحیه‌ای از عضو بر اساس مدل‌های بست و بند که در پیوست ۹-پ۳ آمده است، طراحی شوند.

۹-۸-۱-۴ طرح مقطع بتن آرمه طوری انجام می‌شود که بر اساس رابطه‌ی عمومی (۹-۱-۱)، مقاومت طراحی، ϕS_n، از مقاومت مورد نیاز، U ، کم‌تر نباشد. رابطه‌ی (۹-۱-۱) برای طراحی مقاطع بتن آرمه به صورت تفصیلی برای کنترل لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی و نیروی محوری فشاری، به ترتیب در رابطه‌های (۹-۸-۱-الف) تا (۹-۸-۱-ت) به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad \text{(۹-۸-۱-الف)}$$

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{(۹-۸-۱-ب)}$$

$$\phi T_n \geq T_u \qquad \text{(۹-۸-۱-پ)}$$

$$\phi P_n \geq P_u \qquad \text{(۹-۸-۱-ت)}$$

در رابطه‌های فوق، M_n، V_n، T_n و P_n به ترتیب مقاومت خمشی اسمی، مقاومت برشی اسمی، مقاومت پیچشی اسمی و مقاومت فشاری اسمی مقطع هستند که بر اساس فرضیات و معادلات مبتنی بر روش طرح مقاومت که در این فصل ارائه می‌شود، محاسبه می‌گردند. هم‌چنین مقاومت‌های مورد نیاز M_u، V_u، T_u و P_u به ترتیب لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی، و نیروی محوری نهایی هستند که با تحلیل الاستیک سازه تحت بارهای ضریب‌دار به دست می‌آیند.

۹-۸-۲ مقاومت خمشی

۹-۸-۲-۱ کلیات

۹-۸-۲-۱-۱ مقاومت خمشی مقطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-الف) کنترل می‌شود.

۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی

۹-۸-۲-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۹-۸-۲-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۲-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۹-۸-۲-۵ رابطه‌ی بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، ذوزنقه‌ای، سهمی و یا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت؛ به شرط آن که با نتایج آزمایشات جامع مرتبط تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۹-۸-۲-۶ استفاده نمود.

۹-۸-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85\,f_c'$ و با توزیع یک‌نواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \qquad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_1 = 0.85 \qquad \text{برای } 17 \le f_c' \le 28\,\text{MPa} : \qquad (۹-۸-۳\text{-الف})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f_c' - 28) \ge 0.65 \qquad \text{برای } f_c' > 28\,\text{MPa} : \qquad (۹-۸-۳\text{-ب})$$

۹-۸-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگا پاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0\ f_c'$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f_c' - 55) \ge 0.7 \qquad (۹-۸-۴)$$

۹-۸-۲-۸ تنش در فولادهای مقطع، در مواردی که کرنش در آن‌ها کم‌تر از کرنش تسلیم فولاد، ε_y، است، از حاصل ضرب مدول الاستیسیته‌ی فولاد در کرنش آن محاسبه می‌شود؛ و در مواردی که کرنش مساوی یا بیش‌تر از ε_y است، برابر با تنش تسلیم فولاد، f_y ، منظور می‌گردد.

۹-۸-۲-۳ مقاومت خمشی اعضای بتنی مرکب (غیر یک‌پارچه)

۹-۸-۲-۳-۱ مقاومت خمشی اسمی مقاطع در اعضای بتنی مرکب را که در محل به طور مجزا ساخته و یا ریخته شده و به صورتی به هم متصل گردیده‌اند که به طور واحد در مقابل بارها مقاومت می‌کنند، می‌توان مشابه اعضای بتنی یک‌پارچه و با استفاده از مشخصات تمام مقطع مرکب تعیین نمود.

۹-۸-۲-۳-۲ در محاسبه‌ی M_n در تیرها و دال‌های بتنی مرکب، نباید تفاوتی بین اعضای شمع بندی شده و بدون شمع در نظر گرفت.

۹-۸-۲-۳-۳ در محاسبه‌ی M_n در اعضای بتنی مرکب، اگر مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن در اجزای مختلف متفاوت باشد، باید از مشخصات هر یک از اجزا برای همان جزء استفاده کرد. هم‌چنین می‌توان از f_c' مربوط به جزئی که بحرانی‌ترین مقدار M_n را به دست می‌دهد، استفاده نمود.

۹-۸-۳ مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری

۹-۸-۳-۱ کلیات

۹-۸-۳-۱-۱ مقاومت محوری مقطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-ت) کنترل می‌شود. هم‌چنین مقاومت توام محوری و خمشی مقاطع بر مبنای تامین رابطه‌های (۹-۸-۱-الف) و (۹-۸-۱-ت) و با منظور کردن اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی کنترل می گردد.

۹-۸-۳-۲ فرضیات طراحی

۹-۸-۳-۲-۱ فرضیات طراحی برای مقاومت محوری و یا مقاومت توام محوری و خمشی مشابه فرضیات طراحی برای خمش، موضوع بخش ۹-۸-۲-۲ است.

۹-۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۹-۸-۳-۳-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n، نباید از $P_{n,\max}$، مطابق رابطه‌های زیر
تجاوز کند.

- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,\max} = 0.8P_0 \qquad \text{(۹-۸-۵-الف)}$$

- برای ستون با دورپیچ:

$$P_{n,\max} = 0.85P_0 \qquad \text{(۹-۸-۵-ب)}$$

- برای اعضای شالوده‌ی عمیق با تنگ بسته:

$$P_{n,\max} = 0.8P_0 \qquad \text{(۹-۸-۵-پ)}$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \qquad \text{(۹-۸-۶)}$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگا پاسکال محدود می‌شود.

۹-۸-۳-۳-۲ فولادهای عرضی به صورت تنگ‌های بسته و یا دورپیچ که به عنوان مهار جانبی فولادهای طولی در اعضای فشاری به کار می‌روند، باید ضوابط مرتبط را که در فصل‌های ۹-۱۲ و ۹-۲۱ ارائه شده است، تامین نمایند.

۹-۸-۳-۴ حداکثر مقاومت کششی محوری

۹-۸-۳-۱-۴ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt}، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,\max}$ که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,\max} = A_{st}\ f_y \qquad (۹-۸-۷)$$

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۱ کلیات

۹-۸-۴-۱-۱ مقاومت برشی یک طرفه‌ی مقاطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-ب) کنترل می‌گردد.

۹-۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک طرفه‌ی اسمی مقطع، V_n، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۹-۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت‌های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش‌های ۹-۸-۴-۴ و ۹-۸-۴-۵ تعیین می‌شوند.

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) \qquad (۹-۸-۹)$$

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.

۹-۸-۴-۱-۴ اثر هر گونه بازشو در اعضا باید در محاسبه‌ی V_n در نظر گرفته شود.

۹-۸-۴-۱-۵ اثر کشش محوری ناشی از خزش و جمع شدگی بتن در اعضای مقید شده باید در محاسبه‌ی V_c منظور شود.

۹-۸-۴-۱-۶ اثر فشار مورب ناشی از خمش در اعضای با عمق متغیر را می‌توان در محاسبه‌ی V_c در نظر گرفت.

۹-۸-۴-۱-۷ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، صرف نظر از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، مجاز می‌باشد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi\, V_{n,x}} < 0.5 \qquad (۹-۸-۱۰-\text{الف})$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi\, V_{n,y}} < 0.5 \qquad (۹-۸-۱۰-\text{ب})$$

۹-۸-۴-۱-۸ اگر هیچ کدام از رابطه‌های (۹-۸-۱۰) برآورده نشود، لازم است رابطه‌ی زیر تامین گردد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi\, V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi\, V_{n,y}} < 1.5 \qquad (۹-۸-۱۱)$$

۹-۸-۴-۲ فرضیات و محدودیت‌ها

۹-۸-۴-۲-۱ برای محاسبه‌ی V_c و V_s در مقاطع دایروی، عمق موثر مقطع، d، را می‌توان برابر با ۰/۸ قطر؛ و عرض جان، b_w، را معادل با قطر مقطع در مقاطع دایروی توپر، و معادل با دو برابر ضخامت دیواره در مقاطع دایروی توخالی در نظر گرفت.

۹-۸-۴-۲-۲ برای برش یک طرفه، مقدار $\sqrt{f_c'}$ به کار برده شده در محاسبه‌ی V_c، نباید از ۸/۳ مگا پاسکال بیش‌تر باشد؛ مگر در تیرها و تیرچه‌های بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد برشی جان، مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۵-۲ استفاده شده باشد.

۹-۸-۴-۲-۳ مقاومت تسلیم f_y و f_{yt} که در محاسبه‌ی V_s به کار گرفته می‌شود، بر اساس حدود تعیین شده در فصل ۹-۴ نباید از ۴۲۰ مگا پاسکال بیش‌تر باشد. در صورتی که از شبکه‌ی سیمی جوش شده استفاده شده باشد، این مقاومت‌ها، نباید از ۵۵۰ مگا پاسکال بیش‌تر باشد.

۹-۸-۴-۳ اعضای بتنی مرکب

۹-۸-۴-۳-۱ در محاسبه‌ی V_n برای اعضای مرکبی که در محل مجزا ساخته شده و به صورتی به هم متصل شده‌اند که به طور واحد در مقابل بارها مقاومت می کنند، هیچ تفاوتی بین اعضای متکی به شمع و یا بدون اتکا به شمع وجود ندارد.

۹-۸-۴-۳-۲ در محاسبه‌ی V_n برای اعضای مرکب در صورتی که مقاومت فشاری، وزن مخصوص و یا مشخصه‌های دیگر بتن برای اجزای مختلف متفاوت باشد، برای هر عضو باید از مشخصات بتن مربوط به همان عضو استفاده کرد. به عنوان راه کار دیگر، می‌توان از مشخصه‌های بتن جزئی که بحرانی‌ترین مقدار V_n را به دست می‌دهد، استفاده نمود.

۹-۸-۴-۳-۳ اگر تمام یک عضو مرکب در تحمل نیروی برشی V_u مشارکت نماید، می‌توان در محاسبه‌ی V_c، آن عضو مرکب را به صورت یک عضو یک‌پارچه‌ی بتنی با همان شکل سطح مقطع در نظر گرفت. در این حالت هم‌چنین می‌توان در محاسبه‌ی V_s، آن عضو مرکب را به صورت یک عضو یک‌پارچه‌ی بتنی با همان شکل سطح مقطع در نظر گرفت؛ به شرط آن که میلگردهای برشی عضو مرکب به طور کامل در قطعات متصل شده به یک دیگر آن عضو، با رعایت ضوابط مهاری میلگردهای برشی، مهار شده باشند.

۹-۸-۴-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۹-۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $A_v \geq A_{v,\min}$، V_c را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌چنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \qquad \text{(۹-۸-۱۲-الف)}$$

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \qquad \text{(۹-۸-۱۲-ب)}$$

۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، $A_v < A_{v,\min}$، V_c از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \qquad \text{(۹-۸-۱۳)}$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۸-۴-۴-۳ در رابطه‌های (۹-۸-۱۲) و (۹-۸-۱۳)، بار محوری N_u در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌جنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05f'_c$ منظور شود.

۹-۸-۴-۴-۴ V_c نباید بزرگ‌تر از $0.42\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود.

۹-۸-۴-۵-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \frac{2}{\sqrt{1+d/250}} \le 1.0 \qquad (۹-۸-۱۴)$$

۹-۸-۴-۵ مقاومت برشی یک طرفه‌ی تامین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s

۹-۸-۴-۵-۱ در هر مقطعی که $V_u > \phi V_c$ باشد، لازم است فولاد برشی به مقداری فراهم شود که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_s \ge \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (۹-۸-۱۵)$$

اعضای یک طرفه در مقابل برش را می‌توان با فولاد عرضی برای تامین نیروی برشی V_s بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۶) و یا (۹-۸-۱۷)، و یا با فولاد طولی خم شده بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۱۸) مسلح نمود.

۹-۸-۴-۵-۲ در صورتی که برای تقویت یک قسمت از عضو از بیش از یک نوع فولاد برشی استفاده شده باشد، V_s برابر با مجموع مقادیر V_s محاسبه شده برای هر یک از انواع فولاد برشی استفاده شده در آن قسمت از عضو، در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۴-۵-۳ *مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو:*

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا حلقه‌های بسته

ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده

پ) دورپیچ ها

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (۹-۸-۱۶)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های عمود بر محور طولی عضو است که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. هم‌چنین f_{yt} مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.

۹-۸-۴-۵-۴ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی مورب نسبت به محور طولی عضو:

استفاده از خاموت‌های مورب با زاویه‌ی حداقل ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو که صفحه‌ی ترک برشی محتمل را قطع می‌کنند نیز به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد. در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad (۹-۸-۱۷)$$

در این رابطه، α زاویه‌ی بین خاموت‌های مورب و محور طولی عضو، s فاصله‌ی طولی (موازی با امتداد میلگردهای طولی) بین آرماتورهای برشی، و A_v سطح مقطع شاخه‌های مورب است که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود.

۹-۸-۴-۵-۵ برای هر خاموت مستطیلی شکل، تنگ، حلقه یا قلاب عرضی، A_v سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردها یا سیم‌های موجود در فاصله‌ی s است. هم‌چنین برای هر تنگ دایروی یا دورپیچ، A_v دو برابر سطح مقطع میلگردها یا سیم ها در فاصله‌ی s می‌باشد.

۹-۸-۴-۵-۶ *مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولادهای طولی خم شده:*

با خم کردن میلگردهای طولی می‌توان سه چهارم میانی طول خم شده‌ی آن‌ها را به عنوان آرماتور برشی در نظر گرفت؛ به شرط آن که زاویه‌ی α بین قسمت خم شده‌ی میلگردهای طولی و محور طولی عضو، کمتر از ۳۰ درجه نباشد. در این حالت V_s برای

آرماتور طولی خم شده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

الف- در صورتی که آرماتور طولی خم شده از یک یا چند میلگرد و یا گروه میلگردهای موازی و با فاصله‌ی شروع خم یکسان از تکیه‌گاه تشکیل شده باشد، V_s برابر با کم‌ترین دو مقدار زیر است:

$$V_s = A_v f_y \sin\alpha \qquad \text{(۹-۸-۱۸- الف)}$$

$$V_s = 0.25\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad \text{(۹-۸-۱۸- ب)}$$

در این رابطه‌ها، A_v سطح مقطع کل میلگردهای خم شده و α زاویه‌ی قسمت خم میلگردها با محور طولی عضو است.

ب- در صورتی که آرماتورهای طولی خم شده از میلگردهای طولی منفرد و یا گروهی موازی با شروع خم‌های متفاوت از تکیه گاه تشکیل شود، V_s از رابطه‌ی (۹-۸-۱۷) محاسبه می‌شود.

۹-۸-۵ مقاومت برشی دو طرفه

۹-۸-۵-۱ کلیات

۹-۸-۵-۱-۱ برای برآورد مقاومت برشی اسمی دو طرفه‌ی مقاطع (مقاومت برشی منگنه‌ای) با و یا بدون فولاد برشی از ضوابط بندهای ۹-۸-۵-۳ تا ۹-۸-۵-۵ استفاده می‌شود. در صورتی که از کلاهک برشی با مقطع I و یا ناودانی استفاده شده باشد، اعضای دو طرفه برای برش بر اساس ضوابط بند ۹-۸-۵-۶ طراحی می‌شوند.

۹-۸-۵-۱-۲ مقاومت برشی اسمی در اعضای دو طرفه بدون و با فولاد برشی (شامل کلاهک برشی نمی‌شود)، بر اساس رابطه‌های زیر تعیین می‌شود.

- بدون فولاد برشی:

$$v_n = v_c \qquad \text{(۹-۸-۱۹-الف)}$$

- با فولاد برشی:

$$v_n = v_c + v_s \qquad \text{(۹-۸-۱۹-ب)}$$

به طوری که v_c و v_s تنش معادل متناظر با مقاومت برشی دو طرفه‌ی اسمی است که به ترتیب توسط بتن و فولادها فراهم می‌شود. مقدار v_c بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۰) ارزیابی می‌شود؛ ولی نباید از مقدار رابطه‌های (۹-۸-۲۱) و (۹-۸-۲۲) بر اساس شرایط مندرج در بند ۹-۸-۵-۳-۲ بیش‌تر شود. هم‌چنین مقدار v_s برای اعضای دو طرفه‌ی مسلح شده با خاموت‌های یک شاخه یا چند شاخه، و نیز برای اعضای دو طرفه‌ی مسلح شده با گل میخ‌های برشی سَر دار بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۲۴) ارزیابی می‌گردد.

۹-۸-۵-۱-۳ برش دو طرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در بخش ۹-۸-۵-۲ تعریف شده است، مقاومت می‌گردد. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یک نواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دو طرفه‌ی متناظر با بتن، V_c، و یا متناظر با فولاد، V_s، به ترتیب با ضرب v_c و v_s در سطح بحرانی برش دو طرفه، $b_0 d$، تعیین می‌شود.

۹-۸-۵-۱-۴ مقدار $\sqrt{f_c'}$ به کار برده شده در محاسبه‌ی v_c برای برش دو طرفه نباید از ۸/۳ مگا پاسکال بیش‌تر باشد. هم‌چنین مقاومت تسلیم f_y که در محاسبه‌ی v_s به کار گرفته می‌شود، بر اساس ضوابط فصل ۹-۴ نباید از ۴۲۰ مگا پاسکال بیشتر باشد.

۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

۹-۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آنها

باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0، حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کم‌تر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی

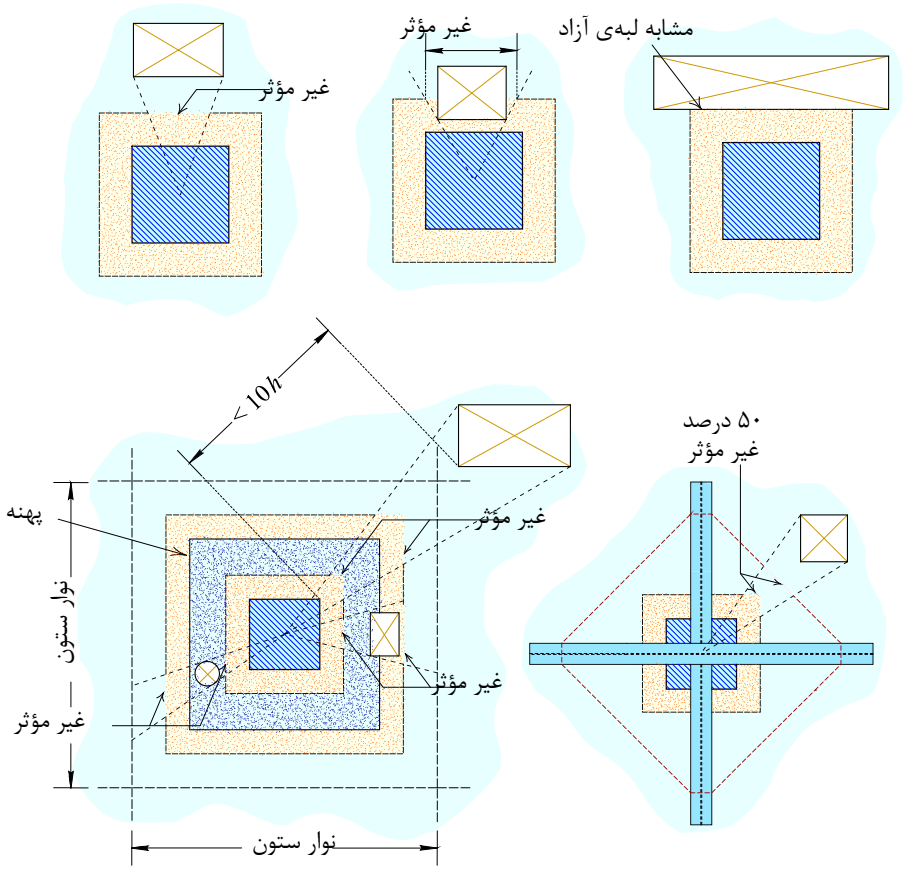
ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کتیبه یا کلاهک‌های برشی

عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق موثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۵-۲-۲ برای ستون‌ها، نیروهای متمرکز و سطوح تکیه گاهی با مقطع مربعی یا مستطیلی شکل، مقطع بحرانی را می‌توان با اضلاع مستقیم در نظر گرفت. هم‌چنین مقطع بحرانی برای ستون‌های با مقطع دایروی و یا چند ضلعی منظم را می‌توان نظیر یک ستون مربعی معادل با سطح مقطع برابر با سطح مقطع ستون اصلی در نظر گرفت.

۹-۸-۵-۲-۳ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دو طرفه که با خاموت‌های تک یا چند شاخه و یا میلگردهای برشی سَر دار تقویت شده باشند، یک چند وجهی با پیرامون حداقل و با محیط قاعده‌ی b_0 می‌باشد، که در فاصله‌ی $0.5d$ از بیرونی‌ترین مرز محیط تقویت شده‌ی برشی، قرار می‌گیرد.

۹-۸-۵-۲-۴ اگر یک بازشو در فاصله‌ی کم‌تر از $4h$ از محیط یک ستون، بار متمرکز یا سطح تکیه گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز و یا سطح تکیه گاهی و مماس به محدوده‌ی بازشو محصور می‌گردد، در نظر گرفته نمی‌شود (شکل ۹-۸-۱).



شکل ۹-۸-۱ *تأثیر بازشو در دال بر سطح مؤثر مقطع بحرانی*

۹-۸-۵-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

۹-۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ای که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(الف-۲۰-۸-۹)}$$

$$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(ب-۲۰-۸-۹)}$$

$$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(پ-۲۰-۸-۹)}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. هم‌چنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۸-۵-۳-۲ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از حدود زیر بیش‌تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۹-۸-۲۱)$$

ب- اگر از گل‌میخ برشی سَر دار استفاده شده باشد:

- برای مقطع بحرانی در اطراف ستون، بار متمرکز، و یا محل تغییر ضخامت در دال (طبق بند ۹-۸-۵-۲-۱): حداقل مقادیر رابطه‌های (۹-۸-۲۲)، (۹-۸-۲۰-ب)، و (۹-۸-۲۰-پ) منظور می‌شود.

$$v_c \le 0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۹-۸-۲۲)$$

- برای مقطع بحرانی در مرز بیرونی محیط تقویت شده با فولاد گذاری برشی (طبق بند ۹-۸-۵-۲-۳): مقدار رابطه‌ی (۹-۸-۲۱) منظور می‌شود.

۹-۸-۵-۳-۳ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، استفاده از $\lambda_s = 1.0$ در رابطه‌های (۹-۸-۲۰) تا (۹-۸-۲۲) مجاز می‌باشد.

الف) طراحی و جزئیات خاموت‌ها بر اساس بند ۹-۱۰-۷-۴ بوده و $A_v / s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

ب) گل‌میخ برشی صاف سَر دار با طول ساق حداکثر ۲۵۰ میلی متر با طراحی و جزئیات منطبق بر بند ۹-۱۰-۷-۵ بوده و $A_v / s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:

- *در صورت استفاده از خاموت:*

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f'_c} \qquad \text{(الف-۲۳-۸-۹)}$$

- *در صورت استفاده از گل میخ برشی سَر دار*

$$v_u \le 0.66\phi\sqrt{f'_c} \qquad \text{(ب-۲۳-۸-۹)}$$

۹-۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

۹-۸-۵-۴-۱ از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

در این حالت v_s با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (۲۴-۸-۹)$$

که در آن A_v مجموع سطح مقطع شاخه‌های قائم تمام خاموت‌های واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد؛ و s فاصله‌ی بین خطوط محیطی میلگردهای برشی در جهت عمود بر وجه ستون است.

۹-۸-۵-۴-۲ از گل میخ‌های برشی سر دار می‌توان به عنوان تقویت برشی در دال‌ها و پی‌ها استفاده کرد؛ به شرط آن که هندسه و روش جای‌گذاری آن‌ها مطابق با موارد مرتبطی باشد که در فصل ۹-۱۲ آورده شده است. در این حالت v_s از رابطه‌ی (۹-۸-۲۴) محاسبه می‌شود؛ که A_v مجموع سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردهای سر دار واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد؛ و s فاصله‌ی بین خطوط محیطی میلگردهای برشی سر دار در جهت عمود بر وجه ستون است.

۹-۸-۵-۴-۳ در صورت استفاده از گل‌میخ‌های برشی سر دار، نسبت A_v / s باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f_c'}\frac{b_o}{f_{yt}} \qquad (۲۵-۸-۹)$$

۹-۸-۵-۵ مقاومت برشی تامین شده توسط کلاهک برشی و ضوابط طراحی آن

۹-۸-۵-۵-۱ هر کلاهک برشی (سَر برشی) باید از مقاطع فولادی که با جوش نفوذی کامل به بازوی عمود بر آن متصل می‌شود، ساخته شود. بازوهای برشی نباید در داخل مقطع ستون قطع شوند.

۹-۸-۵-۵-۲ عمق مقطع فولادی کلاهک برشی نباید بیش از ۷۰ برابر ضخامت جان آن باشد.

۹-۸-۵-۵-۳ انتهای هر بازو را می‌توان با زاویه‌ی حداقل ۳۰ درجه نسبت به افق قطع کرد؛ به شرط آن که ظرفیت خمشی پلاستیک، M_p، در مقطع فولادی مقطع متغیر باقی مانده، برای تحمل برش رسیده به آن بازو کافی باشد.

۹-۸-۵-۵-۴ بال‌های فشاری مقاطع فولادی باید در محدوده‌ی $0.3d$ از ناحیه‌ی فشاری مقطع دال قرار گیرند.

۹-۸-۵-۵-۵ نسبت α_v که به صورت نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک برشی به سختی مقطع دال مرکب ترک خورده‌ی اطراف آن با عرض $(c_2 + d)$ تعریف می‌شود، نباید کم‌تر از ۰/۱۵ باشد.

۹-۸-۵-۵-۶ برای هر بازوی کلاهک برشی، ظرفیت خمشی پلاستیک M_p باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید:

$$M_p \geq \frac{V_u}{2\phi n}\left[h_v + \alpha_v\left(\ell_v - \frac{c_1}{c_2}\right)\right] \qquad (۲۶-۸-۹)$$

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل، h_v عمق مقطع کلاهک برشی، n تعداد بازوهای کلاهک برشی و ℓ_v طول حداقل هر بازوی کلاهک برشی مورد نیاز برای برآورده کردن بندهای ۹-۸-۵-۵-۸ و ۹-۸-۵-۵-۱۰ می‌باشد. هم‌چنین

c_1 و c_2 بعد مستطیل و یا مستطیل معادل ستون یا سر ستون، به ترتیب در راستای دهانه‌ای که لنگرها در آن تعیین می‌شوند و راستای متعامد آن، می‌باشند.

۹-۸-۵-۵-۷ سهم هر نوار ستون از ظرفیت خمشی اسمی یک کلاهک برشی، باید رابطه‌ی زیر را تامین کند:

$$M_v \le \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n}\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad (۲۷-۸-۹)$$

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل می‌باشد. در هر صورت M_v نباید از حداقل مقادیر زیر، بیش‌تر شود.

الف- ۳۰ درصد M_u در هر نوار ستونی،

ب- تغییرات M_u در هر نوار ستونی در طول ℓ_v،

پ- M_p داده شده در رابطه‌ی (۹-۸-۲۶).

۹-۸-۵-۵-۸ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دو طرفه با کلاهک برشی باید بر صفحه‌ی دال عمود باشد، و هر یک از بازوهای کلاهک برشی را در فاصله‌ی $\frac{3}{4}\left[\ell_v - \left(\frac{c_1}{2}\right)\right]$ از وجه ستون قطع نماید.

این مقطع بحرانی باید به صورتی قرار گیرد که b_0 حداقل شود؛ ولی لازم نیست که نزدیک‌تر از $\frac{d}{2}$ تا وجه ستون مورد نظر باشد.

۹-۸-۵-۵-۹ اگر یک بازشو در دال‌های با کلاهک برشی در نوار ستونی و یا در فاصله‌ی کم‌تر از $10h$ از یک ستون قرار گیرد، مقدار غیر موثر b_0 برابر با نصف مقدار داده شده در بند ۹-۸-۵-۲-۴ می‌باشد.

۹-۸-۵-۵-۱۰ تنش برشی با ضریب ناشی از بارهای قائم، در مقطع بحرانی تعریف شده در بند ۹-۸-۵-۵-۸ نباید بیش از $0.33\phi\sqrt{f'_c}$، و در مقطع بحرانی به فاصله‌ی $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز و یا ناحیه‌ی تکیه‌گاهی، نباید بیش از $0.58\phi\sqrt{f'_c}$ شود.

۹-۸-۵-۵-۱۱ در مواردی که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، کلاهک برشی باید مهار کافی برای انتقال M_p به ستون را داشته باشد.

۹-۸-۵-۵-۱۲ در مواردی که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، مجموع تنش‌های برشی با ضریب ناشی از بار قائم که بر مقطع بحرانی تعریف شده در بند ۹-۸-۵-۵-۸ عمل می‌کند، و تنش‌های برشی ناشی از انتقال لنگر توسط خروج از مرکزیت برش نسبت به مرکز سطح نزدیک‌ترین مقطع بحرانی به ستون که به فاصله‌ی $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز و یا ناحیه‌ی تکیه‌گاهی اثر می‌کند، نباید از $0.33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$ بیش‌تر شود.

۹-۸-۶ مقاومت پیچشی

۹-۸-۶-۱ کلیات

۹-۸-۶-۱-۱ مقاومت پیچشی مقاطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-پ) کنترل می‌گردد.

۹-۸-۶-۱-۲ ضوابط این بخش برای اعضایی به کار می‌رود که در آن‌ها $T_u \ge \phi T_{th}$ باشد؛ که ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. هم‌چنین T_{th} لنگر آستانه‌ی پیچش بوده و بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌گردد. چنان‌چه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

۹-۸-۶-۱-۳ در محاسبات پیچش، $\sqrt{f_c'}$ نباید بیش از ۸/۳ مگا پاسکال، و f_{yt} و f_y برای میلگردهای عرضی و طولی بر اساس حدود تعیین شده در فصل ۹-۴ نباید بیش‌تر از ۴۲۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شود.

۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{th}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{th}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اگر $T_u > \phi T_{cr}$ باشد، باید مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود.

۹-۸-۶-۱-۵ اگر مقدار T_u مطابق با بند قبل باز توزیع شده باشد، مقادیر برش و لنگر ضریب‌دار مورد استفاده در طراحی اعضای مجاور متصل به عضو، باید با پیچش کاهش یافته در تعادل باشند.

۹-۸-۶-۲ پیچش آستانه و پیچش ترک خوردگی

۹-۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه، T_{th}، برای مقاطع توپُر بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت، و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود. پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp}، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره‌ها) استفاده می‌شود. متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی‌ترین خطوط در برگیرنده‌ی مقطع می‌باشند.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \text{(۹-۸-۲۸-الف)}$$

- در صورت وجود نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}} \qquad \text{(۹-۸-۲۸-ب)}$$

۹-۸-۶-۲-۲ پیچش ترک خوردگی، T_{cr}، برای مقاطع توپُر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \text{(۹-۸-۲۹-الف)}$$

- با حضور *نیروی محوری:*

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}} \qquad \text{(۹-۸-۲۹-ب)}$$

۹-۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

۹-۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t\ f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (۹-۸-۳۰-الف)$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell\ f_y}{p_h}\tan\theta \qquad (۹-۸-۳۰-ب)$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی-ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از ۳۰ درجه و بزرگ‌تر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. هم‌چنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

۹-۸-۶-۳-۲ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شود که رابطه‌های زیر تامین گردد:

الف- *برای* مقاطع *توپر:*

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۸-۳۱-الف)$$

ب- *برای مقاطع تو خالی:*

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۸-۳۱-ب)$$

۹-۸-۶-۳-۳ برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره‌ی آن‌ها در پیرامون محیط تغییر می‌کند، رابطه‌ی (۹-۸-۳۱-ب) باید در موقعیتی که عبارت $\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ به مقدار حداکثر می‌رسد، ارزیابی گردد.

۹-۸-۶-۳-۴ برای مقاطع توخالی که ضخامت جداره کم‌تر از A_{oh}/p_h است، عبارت $\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ در رابطه‌ی (۹-۸-۳۱-ب)، باید با عبارت $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ جای‌گزین شود؛ که در آن t ضخامت دیواره‌ی مقطع تو خالی در موقعیتی است که تنش در آن کنترل می‌شود.

۹-۸-۷ مقاومت اتکایی

۹-۸-۷-۱ مقاومت طراحی اتکایی (لهیدگی) برای هر ترکیب بارگذاری، بر مبنای تامین رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد:

$$\phi B_n \ge B_u \qquad (۹-۸-۳۲)$$

در این رابطه:

B_n مقاومت اتکایی اسمی مقطع است که بر اساس الزامات بندهای ۹-۸-۷-۲ و ۹-۸-۷-۳ تعیین می‌شود؛

B_u بار اتکایی نهایی (ضریب‌دار) وارد به سطح اتکا است؛

ϕ ضریب کاهش مقاومت اتکایی است که مطابق ضوابط فصل ۹-۷، برابر با ۰/۶۵ منظور می‌شود.

۹-۸-۷-۲ مقاومت اتکایی اسمی مقطع، B_n، با استفاده از رابطه‌های (۹-۸-۳۳) محاسبه می‌شود؛

الف- *اگر سطح تکیه گاهی در تمام وجوه عریض‌تر از سطح بارگذاری باشد، کم‌ترین مقدار از رابطه‌های زیر:*

$$B_n = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\left(0.85 f_c' A_g\right) \qquad (۹-۸-۳۳-الف)$$

$$B_n = 2\left(0.85 f_c' A_1\right) \qquad (۹-۸-۳۳-ب)$$

ب- *در سایر موارد:*

$$B_n = 0.85 f_c' A_1 \qquad (۹-۸-۳۳-پ)$$

در این رابطه‌ها، A_1 سطح بارگذاری شده و A_2 سطح قاعده‌ی پایین بزرگ‌ترین هرم یا مخروط ناقص و یا گوه‌ای است که سراسر در تکیه گاه قرار گرفته و قاعده‌ی بالای آن همان سطح بارگذاری شده بوده و وجوه آن با شیب قائم به افقی ۱ به ۲ ساخته شده است.

۹-۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی

۹-۸-۸-۱ کلیات

۹-۸-۸-۱-۱ ضوابط این قسمت باید در مواردی به کار برده شود که در نظر گرفتن انتقال برش در سطح یک صفحه‌ی مشخص، مانند یک ترک موجود یا بالقوه، فصل مشترک میان مصالح غیر مشابه و یا فصل مشترک میان دو بتن اجرا شده در زمان‌های مختلف مناسب باشد.

۹-۸-۸-۱-۲ سطح مقطع فولادهای مورد نیاز برای برش- اصطکاک در صفحه‌ی برش مورد نظر، A_{vf}، باید مطابق با قسمت ۹-۸-۸-۲ محاسبه شود. به طور جای‌گزین استفاده از روش‌های طراحی انتقال برش که منتهی به پیش بینی مقاومت شده و هم‌خوانی قابل توجهی با نتایج به دست آمده از آزمایشات جامع داشته باشد، مجاز است.

۹-۸-۸-۱-۳ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه‌ی برش اصطکاکی اسمی V_n، بر اساس حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از حداکثر ۴۲۰ مگا پاسکال بیش‌تر شود.

۹-۸-۸-۱-۴ آماده سازی سطح صفحه‌ی برش مورد نظر برای طراحی باید در مدارک ساخت مشخص شده باشد.

۹-۸-۸-۲ مقاومت طراحی

۹-۸-۸-۲-۱ مقاومت برش اصطکاکی طراحی در عرض صفحه‌ی برشی مورد نظر برای هر ترکیب بار، بر مبنای تامین رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (۹-۸-۳۴)$$

در این رابطه:

V_u نیروهای برشی ضریب‌دار در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر است که باید بر اساس ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری معرفی

شده در فصل ۹-۷ این آیین نامه، و روش‌های آنالیز متعارف معرفی شده در فصل ۹-۶ آیین نامه‌ی حاضر تعیین گردد.

V_n مقاومت برش اصطکاکی اسمی صفحه‌ی برش است که بر اساس الزامات بند ۹-۸-۸-۲-۲ تا بند ۹-۸-۸-۲-۶ تعیین می‌شود.

ϕ ضریب کاهش مقاومت برش اصطکاکی است که مطابق ضوابط فصل ۹-۷، برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود.

۹-۸-۸-۲-۲ مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n ، در مواردی که آرماتورهای برشی عمود یا مورب نسبت به صفحه برش باشند، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک، عمود بر صفحه‌ی برش باشد:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \qquad (۳۵-۸-۹)$$

ب- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک نسبت به صفحه‌ی برش مورب بوده و نیروی برشی سبب ایجاد کشش در فولادهای برش- اصطکاک شود:

$$V_n = A_{vf} f_y \left(\mu \sin\alpha + \cos\alpha\right) \qquad (۳۶-۸-۹)$$

در رابطه‌های فوق: A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای برش- اصطکاک در صفحه‌ی مورد نظر برای تحمل برش است؛ μ ضریب اصطکاک مطابق با جدول ۹-۸-۱ بوده؛ و α زاویه‌ی بین آرماتور برش- اصطکاک و صفحه‌ی برش مورد نظر است.

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده ، و به صورت عمدی زبر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می‌شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.

۹-۸-۸-۲-۳ مقدار V_n در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در رابطه‌های (۹-۸-۳۷) بیش‌تر شود. اگر بتن‌های با مقاومت‌های مختلف در مجاورت یک دیگر اجرا شوند، کم‌ترین مقدار f'_c باید در این رابطه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

الف- برای بتن معمولی که به طور یک پارچه و یا در مقابل بتن سخت قبلی ریخته شده و عمدا به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد، باید از کم‌ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

$$V_n \le 0.2 f'_c A_c \qquad (۹-۸-۳۷-الف)$$

$$V_n \le (3.3 + 0.08 f'_c) A_c \qquad (۹-۸-۳۷-ب)$$

$$V_n \le 11 A_c \qquad (۹-۸-۳۷-پ)$$

ب- در سایر موارد؛ کم‌ترین از مقادیر زیر:

$$V_n \le 0.2 f_c' A_c \qquad \text{(ت-۳۷-۸-۹)}$$

$$V_n \le 5.5 A_c \qquad \text{(ث-۳۷-۸-۹)}$$

در رابطه‌های فوق، A_c سطح مقطع بتنی است که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند (بر حسب میلی متر مربع).

۹-۸-۸-۲-۴ در مواردی که صفحه‌ی برش زیر اثر نیروی فشاری دائمی قرار دارد، می‌توان نیروی اصطکاک ناشی از آن را به مقاومت اسمی V_n اضافه کرد و به این ترتیب آرماتور برش اصطکاکی A_{vf} را کاهش داد.

۹-۸-۸-۲-۵ در مواردی که صفحه‌ی برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرماتور لازم برای تحمل بار کششی را باید به آرماتور A_{vf} لازم برای تحمل برش اضافه کرد.

۹-۸-۸-۲-۶ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به طور کامل برای توسعه‌ی تنش تسلیم f_y در دو سمت صفحه‌ی برش مهار شوند؛ به طوری که قادر به انتقال نیروی $A_{vf}\, f_y$ از یک صفحه به دیگری باشند.

۹-۹ دال‌های یک طرفه

۹-۹-۱ گستره

۹-۹-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم دال‌های یک طرفه‌ی بتن آرمه است که در آن‌ها دال در یک امتداد برای تحمل خمش طراحی و آرماتور گذاری می‌شود. این سیستم شامل موارد زیر است:

الف- دال‌های یک‌پارچه،

ب- دال‌های غیر مرکب درجا ریز روی عرشه‌ی فولادی،

ت- دال‌های مرکب بتنی، که اجزای آن به طور جداگانه ریخته شده و طوری به یک دیگر متصل شده‌اند که به صورت یک واحد بارها را تحمل می‌کنند،

ث- دال پیش ساخته‌ی مجوف.

۹-۹-۲ کلیات

۹-۹-۲-۱ در طراحی دال‌های یک طرفه باید اثر بارهای متمرکز، وجود بازشوها و فضاهای خالی (حفره ها) در نظر گرفته شود.

۹-۹-۲-۲ مصالح

۹-۹-۲-۲-۱ خصوصیات طراحی بتن باید طبق فصل ۹-۳ انتخاب شوند.

۹-۹-۲-۲-۲ خصوصیات طراحی میلگردهای فولادی باید طبق فصل ۹-۴ انتخاب شوند.

۹-۹-۲-۲-۳ الزامات مصالح، طراحی و جزئیات اجزای مدفون باید طبق بند ۹-۴-۱۱ باشد.

۹-۹-۲-۳ اتصال به دیگر اعضا

۹-۹-۲-۳-۱ اتصالات دال- تیر و دال- ستون در بتن ریزی‌های درجا باید مطابق ضوابط فصل ۹-۱۶ باشد.

۹-۹-۲-۳-۲ اتصالات در دال‌های پیش ساخته باید الزامات مربوط به انتقال نیرو را مطابق ضوابط فصل ۹-۱۷ تامین نماید.

۹-۹-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h، نباید از مقادیر جدول ۹-۹-۱ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم f_y=420 MPa تنظیم شده است، کم‌تر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa، مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شود.

جدول **۹-۹-۱** حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی یک‌پارچه

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های بتن آرمه‌ی ساخته شده با بتن سبک (با وزن مخصوص w_c در محدوده‌ی ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در بزرگ‌ترین مقدار (الف) و (ب) ضرب گردد.

الف- $1.65-0.0003w_c$

ب- ۱/۰۹

۹-۹-۳-۱-۲ برای دال‌هایی که از ترکیب بتن معمولی و بتن سبک و با استفاده از شمع ساخته می‌شوند و بتن سبک در فشار قرار می‌گیرد، مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید مطابق بند ۹-۹-۳-۱-۱ اصلاح شوند.

۹-۹-۳-۱-۳ اگر کف پوش بتنی با دال به صورت یک‌پارچه اجرا شود، یا اگر کف پوش به صورت مرکب با دال کف طبق بند ۹-۱۷-۴ طراحی شود، ضخامت کلی دال، h، می‌تواند شامل ضخامت کف پوش نیز باشد.

۹-۹-۳-۲ محدودیت های خیز دال

۹-۹-۳-۲-۱ در دال‌هایی که محدودیت‌های حداقل ضخامت مندرج در بند ۹-۹-۳-۱ برآورده نشود، باید خیز آنی و خیز دراز مدت مطابق با ضوابط مربوط به حالت حدی بهره برداری (بند ۹-۱۹-۲) محاسبه گردد و از حدود مندرج در بند ۹-۱۹-۲-۴ بیش‌تر نشود.

۹-۹-۳-۲-۲ در دال‌های بتنی مرکب که ضوابط بند ۹-۹-۳-۱ تامین می‌شود، نیازی به محاسبه‌ی خیز پس از مرکب شدن عضو نمی‌باشد؛ اما لازم است خیزی که پیش از مرکب شدن عضو رخ می‌دهد، بررسی گردد؛ مگر آن که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند ۹-۹-۳-۱را تامین نماید.

۹-۹-۳-۴ محدودیت کرنش آرماتور

۹-۹-۳-۴-۱ دال‌های یکطرفه باید مطابق بند ۹-۷-۴-۲ کشش-کنترل باشند.

۹-۹-۴ مقاومت مورد نیاز

۹-۹-۴-۱ کلیات

۹-۹-۴-۱-۱ مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب‌دار ارائه شده در فصل ۹-۷ محاسبه شود.

۹-۹-۴-۱-۲ مقاومت مورد نیاز باید طبق فرآیند تحلیل مطابق فصل ۹-۶ محاسبه شود.

۹-۹-۴-۲ لنگر و برش ضریب‌دار

۹-۹-۴-۲-۱ برای دال‌هایی که با تکیه گاه به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشند، M_u در بَر تکیه گاه محاسبه می‌شود.

۹-۹-۴-۲-۲ برای دال‌هایی که با تکیه گاه به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشند، برش ضریب دار، V_u، را می‌توان در بَر تکیه گاه محاسبه نمود.

۹-۹-۴-۲-۳ در صورت برقراری شرایط زیر، مقطع بحرانی در برش در فاصله‌ی d از بَر تکیه‌گاه بوده و می‌توان طراحی تیر در برش را در فاصله‌ی بین بَر تکیه گاه تا مقطع بحرانی، بر اساس برش در مقطع بحرانی انجام داد:

الف- نیروی عکس العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمالی، موجب اعمال فشار به ناحیه‌ی انتهایی دال شود.

ب- بارها بر روی دال یا در تراز نزدیک به آن اعمال گردد.

پ- بار متمرکزی در فاصله‌ی بَر تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد.

۹-۹-۵ مقاومت طراحی

۹-۹-۵-۱ کلیات

۹-۹-۵-۱-۱ برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، رابطه‌ی $\Phi S_n \geq U$ که شامل موارد (الف) و (ب) است، باید در تمام مقاطع با در نظر گرفتن اندرکنش آثار بار در نظر گرفته شود.

الف- $\Phi M_n \geq M_u$ در همه‌ی مقاطع در طول دهانه.

ب - $\Phi V_n \geq V_u$ در همه‌ی مقاطع در طول دهانه

۹-۹-۵-۱-۲ Φ باید مطابق با بند ۹-۷-۴ محاسبه شود.

۹-۹-۵-۲ لنگر

۹-۹-۵-۲-۱ M_n باید مطابق با بند ۹-۸-۲ محاسبه شود.

۹-۹-۵-۲-۲ در دالی که بخشی از آن مانند بال تیر T شکل در نظر گرفته می‌شود، اگر میلگردهای خمشی اصلی دال موازی با محور طولی تیر باشد، باید میلگردهایی بر اساس موارد زیر در بالای دال در جهت عمود بر محور طولی تیر در دال اضافه شوند. این ضوابط در مورد تیرچه ها اعمال نمی‌شود.

الف- میلگردهای عمود بر محور طولی تیر باید برای مقاومت در برابر بار ضریب‌دار وارد بر بخشی از عرض دال که مانند کنسول فرض می‌شود، طراحی گردد.

ب- عرض موثر قسمت کنسولی دال را باید مطابق بند ۹-۶-۳-۳ در نظر گرفت.

۹-۹-۵-۳ برش

۹-۹-۵-۳-۱ V_n باید مطابق با بند ۹-۸-۴ محاسبه شود.

۹-۹-۵-۳-۲ برای دال های مرکب بتنی، مقاومت برشی افقی (V_{nh}) باید مطابق با بند ۹-۱۷-۴ محاسبه شود.

۹-۹-۶- آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، A_{smin}، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۹-۶-۲-۱ در همه‌ی مقاطعی که شرط $V_u > \phi V_c$ برقرار باشد، باید از حداقل مساحت آرماتور برشی، $A_{v,min}$، استفاده شود. در صورت نیاز به آرماتور برشی، $A_{v,min}$ باید مطابق ضوابط فصل ۹-۱۱ محاسبه شود.

۹-۹-۶-۲-۲ اگر با انجام آزمایش مشخص شود که مقادیر M_n و V_n بدون استفاده از آرماتور برشی قابل تامین هستند، نیازی به رعایت بند ۹-۹-۶-۲-۲ نیست. در این آزمایش باید آثار نشست نامتقارن، انقباض، خزش، و تغییرات درجه حرارت به طور واقع بینانه منظور گردد.

۹-۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارتی و انقباضی

برای مقابله با تنش‌های حرارتی و انقباضی باید حداقل آرماتور لازم مطابق بند ۹-۱۹-۴ در نظر گرفته شود.

۹-۹-۷ جزئیات آرماتور گذاری

۹-۹-۷-۱ پوشش بتن برای آرماتورها باید مطابق بند ۹-۴-۹ و پیوست ۹-۱ باشد.

۹-۹-۷-۲ طول گیرایی آرماتورهای آجدار باید مطابق بند ۹-۲۱-۳ باشد.

۹-۹-۷-۳ طول وصله آرماتورهای آجدار باید مطابق بند ۹-۲۱-۴ باشد.

۹-۹-۷-۴ آرماتورهای گروه شده باید مطابق بندهای ۹-۲۱-۵ باشند.

۹-۹-۷-۵ فاصله گذاری آرماتورها

۹-۹-۷-۵-۱ حداقل فاصله‌ی آرماتورها باید مطابق بند ۹-۲۱-۲ باشد.

۹-۹-۷-۵-۲ فاصله‌ی آرماتورهای طولی که در مجاورت وجه کششی قرار دارند، نباید از مقادیر بند ۹-۱۹-۳ بیش‌تر باشد.

۹-۹-۷-۵-۳ حداکثر فاصله‌ی آرماتورهای آجدار باید کوچک‌ترین از دو مقدار $3h$ و ۳۵۰ میلی متر باشد.

۹-۹-۷-۵-۴ فاصله‌ی آرماتورها، s، که مطابق بند ۹-۹-۵-۲-۲در نظر گرفته می‌شود، باید کم‌تر از $5h$ و ۴۵۰ میلی متر باشد.

۹-۹-۷-۶ آرماتورهای خمشی

۹-۹-۷-۶-۱ نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده در آرماتورها در هر مقطعی از دال، باید در هر طرف آن مقطع با طول گیرایی لازم تامین شود.

۹-۹-۷-۶-۲ مقطع بحرانی برای کنترل طول گیرایی شامل موارد زیر است:

الف- در محل تنش حداکثر،

ب- در محل‌هایی در طول دهانه که نیازی به میلگرد کششی برای مقاومت در برابر خمش نیست و در آن محل میلگردها قطع یا خم می‌شوند.

۹-۹-۷-۶-۳ میلگردها باید به طول بیش از d و $12d_b$، هرکدام که بزرگ‌تر است، بعد از مقطعی که نیازی به مقاومت در برابر خمش نباشد، ادامه داده شود. ادامه‌ی آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره‌ها ضرورت ندارد.

۹-۹-۷-۶-۴ آرماتورهای خمشی کششی ادامه داده شده باید حداقل به اندازه‌ی طولی برابر با l_d بعد از نقطه‌ی خم یا قطع میلگرد کششی که در آن نیازی به مقاومت در برابر خمش نیست، ادامه یابد.

۹-۹-۷-۶-۵ آرماتور خمشی کششی را نباید در ناحیه‌ی کششی قطع کرد؛ مگر این که موارد (الف)، (ب) یا (پ) ارضاء شده باشند.

الف- در نقطه‌ی قطع میلگرد شرط $V_u \le (\frac{2}{3})\emptyset V_n$ برقرار باشد.

ب- برای آرماتورهای با قطر۳۶ میلی متر و کم‌تر، میلگرد ادامه داده شده در نقطه‌ی قطع باید مساحتی دو برابر سطح لازم برای خمش تامین کند و شرط $V_u \le (\frac{3}{4})\phi V_n$ برقرار باشد.

پ- مقطع خاموت اضافی، علاوه بر آن چه برای مقاومت در برابر برش لازم است، در طولی برابر با $0.75d$ از انتهای میلگرد قطع شده تامین شود. مساحت خاموت اضافه نباید کم‌تر از $0.41sb_w/f_{yt}$ باشد و فاصله‌ی S نباید بیش از $d/(8\beta_b)$ باشد.

۹-۹-۷-۶-۶ برای آرماتور خمشی در محل هایی که تنش آن مستقیما متناسب با لنگرخمشی نیست، مانند دال های شیب‌دار، پله کانی یا ماهیچه‌ای و یا در جایی که آرماتور کششی موازی با وجه فشاری نیست، مهار کافی باید تامین شود.

۹-۹-۷-۶-۷ در دال‌های با دهانه‌ی کم‌تر از ۳ متر می‌توان از شبکه‌ی سیم جوش، که قطر آن کم‌تر از ۱۶میلی متر بوده، و به صورت منحنی از نقطه‌ای نزدیک به بالای دال در روی تکیه‌گاه تا نقطه‌ای نزدیک به پایین دال در وسط دهانه عبور می‌کند، استفاده شود. چنین شبکه‌ای باید به صورت ممتد از روی تکیه‌گاه (منحنی شکل) گذشته و یا در تکیه‌گاه مهار شود.

۹-۹-۷-۷ قطع آرماتورهای خمشی

۹-۹-۷-۷-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، باید حداقل یک سوم آرماتور مربوط به حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، بداخل تکیه‌گاه ادامه یابد. برای دال‌های پیش‌ساخته ادامه این آرماتورها باید حداقل تا وسط طول تکیه گاه ادامه یابد.

۹-۹-۷-۷-۲ برای سایر تکیه‌گاهها، باید حداقل یک چهارم آرماتور محاسبه شده برای حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، حداقل به اندازه ۱۵۰ میلیمتر بداخل تکیه‌گاه، ادامه یابد.

۹-۹-۷-۳- در تکیه‌گاه‌های ساده و نقاط عطف، قطر آرماتور (d_b) برای آرماتور کششی مربوط به لنگر مثبت باید بنحوی محدود گردد که طول مهاری (l_d) آن با رعایت شرایط (الف) یا (ب) بدست آمده باشد. در صورتی ختم آرماتور بعد از مرکز تکیه‌گاه ها با قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی (حداقل معادل با قلاب استاندارد)، انجام شده باشد، نیازی به ارضاء شرایط (الف) یا (ب) نیست.

الف- در صورتیکه انتهای میلگرد توسط نیروی عکس العمل فشاری محصور شده باشد، $l_{\mathrm{d}} \leq \left(1.3\ \frac{M_n}{\mathrm{V_u}} + l_{\mathrm{a}}\right)$

ب- در صورتیکه انتهای میلگرد توسط نیروی عکس العمل فشاری محصور نشده باشد، $l_{\mathrm{d}} \leq \left(\frac{M_n}{\mathrm{V_u}} + l_{\mathrm{a}}\right)$

M_n، با فرض تسلیم تمام میلگردها در مقطع و $\mathrm{V_u}$ نیز در مقطع محاسبه می شوند.

l_{a} در تکیه‌گاه عبارت است از، طول ادامه یافته بعد از مرکز تکیه‌گاه.

l_{a} در نقطه عطف عبارت است از طول بعد از نقطه عطف که باید بیش از مقادیر d و $12d_b$ باشد.

۹-۹-۷-۴- حداقل یک سوم آرماتورهای مربوط به لنگرمنفی تکیه‌گاهی، باید به اندازه بزرگترین مقدار d، $12d_b$ یا $l_n/16$ بعد از نقطه عطف ادامه داده شوند.

۹-۹-۷-۸ آرماتور های حرارتی و انقباض

۹-۹-۷-۸-۱ آرماتورهای حرارتی و انقباض باید مطابق بند ۹-۹-۶-۴ در امتداد عمود بر میلگردهای خمشی در نظر گرفته شوند.

۹-۹-۸ آرماتور های یکپارچگی سازه ای در دال های یکطرفه درجاریز

۹-۹-۸-۱ حداقل یک چهارم آرماتورهای مربوط به حداکثر لنگر مثبت، باید بعنوان آرماتورهای طولی یکپارچگی سازه ای، در دال ادامه داده شوند.

۹-۹-۸-۲ آرماتورهای طولی یکپارچگی سازه ای که به تکیه گاه های ناپیوسته می رسند، باید به نحوی مهار شوند تا در بر تکیه گاه به حد تسلیم برسند.

۹-۹-۸-۳ اگر در ادامه دادن آرماتورهای یکپارچگی سازه ای نیاز به وصله باشد، باید وصله را در نزدیکی بَرِتکیه گاه ها بکار برد. وصله ها می توانند بر طبق بند ۹-۲۱-۴-۷ از نوع مکانیکی یا جوشی و بر طبق بند ۹-۲۱-۴-۲-۱ از نوع کششی (کلاسB) باشند.

۹-۱۰- دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۱ گستره

۹-۱۰-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم دال‌های دو طرفه‌ی بتن آرمه است که در آن‌ها دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد؛ و در این دو امتداد آرماتور گذاری می‌شود. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیر سری باشد؛ و یا به طور مستقیم روی دیوارها یا ستون‌ها بدون سر ستون (دال تخت) یا با سر ستون (دال قارچی) تکیه داشته باشد. این سیستم شامل موارد زیراست:

الف- دال‌های یک‌پارچه.

ب- دال‌های مرکب بتنی؛ که در آن قطعات ترکیب شونده در محل‌های مختلف ساخته شده، ولی چنان به یک دیگر متصل می‌شوند که به صورت یک‌پارچه بارها را تحمل می‌کنند.

پ- دال‌های اجرا شده روی کف فولادی درجا به صورت غیر مرکب با آن.

ت- سیستم دال با تیرچه‌های دو طرفه (دال مشبک) با و یا بدون قطعات پر کننده بین تیرچه‌ها، به شرط آن که تیرچه‌ها طبق بند ۹-۱۰-۸ در دو امتداد وجود داشته باشند.

ث- سیستم‌های دال تخت یا دال قارچی که به طور مستقیم روی دیوار یا ستون تکیه دارند. این سیستم دال با رعایت همه‌ی شرایط زیر می‌تواند مشمول ضوابط این فصل قرار گیرد:

۱- آن قسمت از سر ستون که خارج از بزرگ‌ترین مخروط یا هرم ناقص سر ستون قرار دارد، از نظر سازه‌ای در نظر گرفته نشود.

۲- زاویه‌ی یال‌ها یا وجوه مخروط یا هرم ناقص سر ستون با محور ستون کم‌تر از ۴۵ درجه باشد.

۳- ابعاد مقطع ستون (c_1 و c_2)، ابعاد سطح تقاطع مخروط یا هرم با دال یا کتیبه‌ی سر ستون، محسوب می‌شود.

۴- دهانه‌ی آزاد دال (l_n) باتوجه به ابعاد زیر بند ۹-۱۰-۳ تعیین می‌شود.

۹-۱۰-۲ تعاریف ویژه

۹-۱۰-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه‌ی خود قرار می‌گیرند.

۹-۱۰-۲-۲ قاب معادل

به بند ۹-۱۰-۹-۳ مراجعه شود.

۹-۱۰-۲-۳ چشمه‌ی دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

۹-۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های هم‌ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۰-۲-۵ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با کوچک-ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

۹-۱۰-۲-۶ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستون مجاور قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۲-۷ نوار کناری

در سیستم تیر- دال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستون قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۲-۸ تیر در سیستم تیر- دال

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه‌ی آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیش‌تری دارد، قرار می‌گیرد؛ مشروط بر آن که این عرض در هر سمت جان بزرگ‌تر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

۹-۱۰-۳ کلیات

۹-۱۰-۳-۱ برای طراحی سیستم دال دو طرفه و تعیین نیروهای داخلی اجزای آن، تحلیل به روش اجزای محدود و نیز هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکل‌ها رعایت شود، و مقاومت طراحی و همه‌ی شرایط بهره برداری را تامین نماید، قابل قبول است. به علاوه، سه روش ارائه شده در بند ۹-۱۰-۳-۲ نیز با رعایت محدودیت‌های عنوان شده می-تواند به کار برده شود.

۹-۱۰-۳-۲ سه روش مورد اشاره در این آیین نامه به شرح زیر است:

الف- روش طراحی مستقیم

ب- روش قاب معادل

پ- روش پلاستیک

روش‌های (الف) و (ب) را می‌توان برای طراحی همه‌ی دال‌های دو طرفه با رعایت محدودیت‌ها و تیرهای تکیه‌گاه‌ها (در صورت وجود)، و روش (پ) برای طراحی دال‌های دو طرفه به طور مجزا مورد استفاده قرار داد. جزئیات این روش‌ها به ترتیب در بخش‌های ۹-۱۰-۹ تا ۹-۱۰-۱۱ ارائه شده است. علاوه بر سه روش فوق، می‌توان از روش ضرایب لنگر خمشی مطابق پیوست ۹-۶ نیز استفاده نمود.

۹-۱۰-۳-۳ آثار بارهای متمرکز، وجود بازشوها و فضاهای خالی (حفره ها) در نظر گرفته شود

۹-۱۰-۴ مصالح

۹-۱۰-۴-۱ مشخصات طراحی بتن باید طبق فصل ۹-۳ انتخاب شوند.

۹-۱۰-۴-۲ مشخصات طراحی میلگردهای فولادی باید طبق فصل ۹-۴ انتخاب شوند.

۹-۱۰-۴-۳ الزامات مصالح، طراحی و جزئیات اجزای مدفون در بتن باید طبق بند ۹-۴-۱۱ باشد.

۹-۱۰-۵ اتصال به دیگر اعضا

۹-۱۰-۵-۱ اتصالات دال- تیر و دال- ستون باید ضوابط فصل ۹-۱۶ را تامین نمایند.

۹-۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۱۰-۶-۱-۱ برای دال‌های دو طرفه و بدون تیرهای داخلی که در تمامی لبه‌ها دارای تکیه‌گاه هستند، و حداکثر نسبت دهانه‌ی بزرگ به دهانه‌ی کوچک آن‌ها برابر با ۲ می‌باشد؛ برای بارهای متعارف حداقل ضخامت دال باید مطابق موارد زیر کنترل شود؛ مگر این که دال محدودیت‌های مربوط به خیز را مطابق بند ۹-۱۰-۶-۲ تامین کرده باشد:

الف- ضخامت دال از مقادیر جدول ۹-۱۰-۱ کم‌تر نباشد.

ب- برای دال بدون کتیبه (پهنه) برابر با ۱۲۵ میلی متر اختیار شود.

پ- برای دال دارای کتیبه (پهنه) با رعایت شرایط بند ۹-۱۰-۶-۶-۱، برابر با ۱۰۰ میلی متر اختیار شود.

هنگامی که تنش تسلیم آرماتور بیش از ۵۵۰مگاپاسکال باشد، حد خیز محاسبه شده بر طبق بند ۹-۱۰-۶-۲ باید با این فرض که مدول شکست کاهش یافته برابر با $f_r = 5\sqrt{f'_c}$ است، ارضاء شود.

جدول **۹-۱۰-۱** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی[۱]

f_y (MPa) [۲]	بدون کتیبه[۳]			با کتیبه[۳]		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-
۲۸۰	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
۴۲۰	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
۵۵۰	$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند می‌باشد که از بَر تا بَر تکیه گاه‌ها اندازه گیری می‌شود (mm).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون یابی محاسبه شود.

[۳] کتیبه‌ها در بند ۹-۱۰- ۶-۶ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کم‌تر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۱۰-۱ باشد.

۹-۱۰-۶-۱-۲ ضخامت کلی دال، h، برای دال‌های با تیرهایی در تمامی کناره‌ها بین تکیه گاه‌ها، باید حدود جدول ۹-۱۰-۲ را تامین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۹-۱۰-۶-۲ برآورده شود.

جدول **۹-۱۰-۲** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

α_{fm}[۱]	حداقل مقدار h (mm)		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		(الف)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(ب)[۲] و [۳]
		۱۲۵	(پ)
$\alpha_{fm} > 2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(ت)[۲] و [۳]
		۹۰	(ث)

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

۹-۱۰-۶-۱-۲-۱ در لبه‌های غیر ممتد دال مطابق با بند ۹-۱۰-۶-۱-۲، یک تیر لبه با $\alpha_f \geq ۰/۸۰$ باید تأمین شود؛ و یا حداقل ضخامت مورد نیاز در قسمت‌های (ب) یا (ت) جدول ۹-۱۰-۲، باید حداقل ۱۰ درصد در چشمه‌ی با لبه‌ی غیر ممتد افزایش یابد.

۹-۱۰-۶-۱-۳ اگر کف پوش بتنی با دال بصورت یک‌پارچه اجرا شود، یا اگر کف پوش به صورت مرکب با دال کف طبق بند ۹-۱۷-۴ طراحی شود، ضخامت کلی دال (h) می‌تواند شامل ضخامت کف پوش هم بشود.

۹-۱۰-۶-۱-۴ اگر از خاموت‌های یک یا چند شاخه به عنوان میلگرد برشی استفاده شود، ضخامت دال باید الزامات d در بند ۹-۸-۶-۵ را برآورده نماید.

۹-۱۰-۶-۲ محدودیت خیز دال

۹-۱۰-۶-۲-۱ خیز آنی و دراز مدت دال‌های مشمول این فصل باید مطابق با ضوابط مربوط به حالات حدی بهره برداری طبق ۹-۱۹-۲ محاسبه شود؛ و برای دال‌های دو طرفه با شرایط زیر از حدود مندرج در بند ۹-۱۹-۲-۴ بیش‌تر نشود:

الف- دال‌هایی که محدودیت های حداقل ضخامت ذکر شده در بند ۹-۱۰-۶-۱ را تامین نمی‌کنند.

ب- دال‌های دو طرفه‌ای که فاقد تیرهای داخلی بین تکیه گاه‌ها در کلیه‌ی لبه‌ها بوده و نسبت دهانه‌ی بزرگ به دهانه‌ی کوچک آن‌ها بیش‌تر از ۲ باشد.

۹-۱۰-۶-۲-۲ خیز پس از مرکب شدن دال‌های بتنی مرکبی که ضوابط بند ۹-۱۰-۶-۱ را تامین می‌کنند، لازم نیست محاسبه شود. خیزی که پیش از مرکب شدن دال رخ می دهد، باید بررسی شود؛ مگر آن که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند ۹-۱۰-۶-۱ را برآورده کند.

۹-۱۰-۶-۳ محدودیت کرنش میلگرد

۹-۱۰-۶-۳-۱ دال های دوطرفه باید مطابق بند ۹-۷-۴-۲ کشش-کنترل باشند.

۹-۱۰-۶-۴ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۰-۶-۴-۱ کلیات

۹-۱۰-۶-۴-۱-۱ مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب‌دار ارائه شده در فصل۷ محاسبه شود.

۹-۱۰-۶-۴-۱-۲ مقاومت مورد نیاز باید بر اساس تحلیل مطابق فصل۶ به دست آید. در غیر این صورت الزامات روش‌های طراحی این فصل باید به عنوان روش جای‌گزین رعایت شود.

۹-۱۰-۶-۴-۲ لنگر ضریب‌دار

۹-۱۰-۶-۴-۲-۱ برای دال هایی که با تکیه گاه بصورت یک‌پارچه ساخته می‌شوند، می‌توان M_u در تکیه گاه را در بَر تکیه گاه محاسبه نمود؛ مگر این که مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۲ تحلیل شود.

۹-۱۰-۶-۴-۲-۲ برای دال‌های تحلیل شده با استفاده از روش طراحی مستقیم یا روش قاب معادل، M_u در تکیه گاه باید به ترتیب به روش بند ۹-۱۰-۹ یا ۹-۱۰-۱۰ تعیین شود.

۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ انتقال لنگر خمشی ضریب‌دار در اتصالات دال به ستون

الف- در مواردی که بارهای ثقلی، باد یا زلزله موجب می‌شوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب‌دار نا متعادل، M_{sc}، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقی مانده‌ی آن از طریق اثر نیروی برشی که توسط خروج از مرکزیت اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، به ستون منتقل گردد.

مقدار γ_f از رابطه‌ی (۹-۱۰-۱) محاسبه می‌شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (۹-۱۰-۱)$$

ب- عرض مؤثر دال، b_{slab} برای تحمل $\gamma_f M_{sc}$ باید برابر عرض ستون یا سرستون به اضافه‌ی فاصله ای در هر طرف و به اندازه ۱/۵برابر ضخامت دال یا کتیبه باشد.

در جایی که کتیبه یا سرستون وجود دارد، فاصله در هر طرف باید کمترین دو مقدار زیر باشد:

ب-۱ ۱/۵برابر عمق کتیبه یا عمق سرستون $(1.5h)$

ب-۲ فاصله لبه کتیبه یا سرستون بعلاوه ۱/۵ برابر ضخامت دال $(1.5h)$

پ- در مواردی که محدودیت‌های v_{uv} و ε_t در جدول ۹-۱۰-۳ تامین شود، مجاز است که مقدار γ_f به حداکثر مقدار اصلاحی ارائه شده در جدول ۹-۱۰-۳ افزایش یابد؛ به طوری که v_c طبق بند ۹-۸-۶-۳ محاسبه می‌شود.

v_{uv} تنش برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی دال است که در عملکرد دو طرفه (ناشی از بارهای ثقلی) بدون انتقال لنگر حاصل می‌شود.

جدول **۹-۱۰-۳** حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال‌های دو طرفه

موقعیت ستون	جهت دهانه	v_{uv}	ε_t (b_{slab} درعرض دال)	حداکثر γ_f اصلاح شده
ستون گوشه	در هر جهت	$\leq 0.5\emptyset v_c$	$\geq 0.003+\varepsilon_y$	۱
ستون کناری	عمود بر کناره	$\leq 0.75\emptyset v_c$	$\geq 0.003+\varepsilon_y$	۱
	موازی کناره	$\leq 0.4\emptyset v_c$	$\geq 0.008+\varepsilon_y$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$
ستون میانی	در هر جهت	$\leq 0.4\emptyset v_c$	$\geq 0.008+\varepsilon_y$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$

ت- طراحی برای آن قسمت از لنگر ضریب‌دار نا متعادل (M_{sc}) که با خمش منتقل نمی‌شود و با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود ($\gamma_v M_{sc}$)، باید بر اساس ضوابط بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۲ صورت گیرد.

ث- تراکم میلگردها در بالای ستون، باید با فاصله‌ی کم‌تر میلگردها و یا با میلگردهای اضافی تأمین شود، تا لنگر در عرض مؤثر دال که در بندهای ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳(الف) و ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳(ب) معرفی شده را تحمل نماید.

۹-۱۰-۶-۴-۳ برش یک طرفه‌ی ضریب‌دار

۹-۱۰-۶-۴-۳-۱ برای دال‌های ساخته شده به صورت یک‌پارچه با تکیه گاه‌ها، می‌توان V_u در محل تکیه گاه را، در بر تکیه-گاه محاسبه کرد.

۹-۱۰-۶-۴-۳-۲ اگر شرایط (الف) تا (پ) در این بند تامین شوند، می‌توان مقاطع بین بر تکیه گاه و مقطع بحرانی در فاصله‌ی d از بر تکیه گاه را برای V_u در مقطع بحرانی طراحی نمود:

الف- عکس العمل تکیه گاه در جهت برش اعمالی، بر نواحی انتهایی دال فشار وارد نماید.

ب- بارها در سطح فوقانی دال یا نزدیک به آن اعمال شوند.

پ- هیچ بار متمرکزی بین بر تکیه گاه و مقطع بحرانی وارد نشود.

۹-۱۰-۶-۴-۴ برش دو طرفه‌ی ضریب‌دار

۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ مقطع بحرانی

الف- دال‌ها باید برای برش دو طرفه در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز و نواحی تکیه گاهی در مقاطع بحرانی، مطابق با بند ۹-۸-۶-۲ ارزیابی شوند.

ب- دال‌های تقویت شده با خاموت یا گل میخ سَر دار برشی باید برای برش دو طرفه در مقاطع بحرانی مطابق با بند ۹-۸-۶-۲ ارزیابی شوند.

۹-۱۰-۶-۴-۴-۲ تنش برشی دو طرفه‌ی نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار دال منتقل شده به ستون

الف- برای برش دو طرفه با لنگر ضریب‌دار منتقل شده به ستون، تنش برشی ضریب‌دار v_u باید در مقاطع بحرانی مطابق با بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ محاسبه شود. تنش برشی ضریب‌دار v_u مربوط به ترکیبی از v_{uv} و تنش برشی منتقل شده به وسیله‌ی $\gamma_v M_{sc}$ است؛ که γ_v در بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۲(ب)، و M_{sc} در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳(الف) آورده شده است.

ب- بخشی از M_{sc} که به دلیل خروج از مرکزیت برش انتقال می‌یابد ($\gamma_v M_{sc}$)، باید در مرکز سطح مقطع بحرانی طبق بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ اعمال شود، که γ_v از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \qquad (۹-۱۰-۲)$$

پ- تغییرات تنش برشی ضریب‌دار ناشی از $\gamma_v M_{sc}$، باید به صورت خطی، حول مرکز سطح مقطع بحرانی مطابق با بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۶-۵ مقاومت طراحی

۹-۱۰-۶-۵-۱ کلیات

۹-۱۰-۶-۵-۱-۱ برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، مقاومت طراحی باید رابطه‌ی $\varphi S_n \geq U$ را که شامل موارد (الف) تا (ت) است، تامین نماید.

الف- $\varphi M_n \geq M_u$ در همه‌ی مقاطع در طول دهانه در هر جهت.

ب- $\varphi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ در عرض دال (b_{slab}) به صورتی که در بند۹-۱۰-۶-۴-۲-۳(ب) تعریف شده است.

پ- $\varphi V_n \geq V_u$ در همه‌ی مقاطع در طول دهانه در هر جهت برای برش یک طرفه.

ت- $\varphi v_n \geq v_u$ در مقاطع بحرانی که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ معرفی شده است برای برش دو طرفه.

۹-۱۰-۶-۵-۱-۲ φ باید مطابق با بند ۹-۷-۳-۱ باشد.

۹-۱۰-۶-۵-۲ لنگر

۹-۱۰-۶-۵-۲-۱ M_n باید مطابق با بند ۹-۸-۲ محاسبه شود.

۹-۱۰-۶-۵-۲-۲ در محاسبه M_n برای دال‌های با کتیبه، ضخامت کتیبه در زیر دال، نباید از یک چهارم فاصله لبه کتیبه تا بر ستون یا سرستون بیشتر در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۶-۵-۳ برش

۹-۱۰-۶-۵-۳-۱ مقاومت برشی طراحی دال‌ها در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی عکس العمل باید برابر با شدیدترین حالت بندهای (الف) و (ب) باشد.

الف- برای برش یک طرفه (مقطع بحرانی در دست بررسی) صفحه گذرنده از کل عرض دال، V_n باید طبق بند ۸-۵ محاسبه شود.

ب- برای برش دو طرفه، v_{n} باید طبق بند ۹-۸-۶ محاسبه شود.

۹-۱۰-۶-۵-۳-۲ برای دال‌های بتنی مرکب، مقاومت برشی افقی V_{nh} باید طبق بند ۹-۱۷-۴ محاسبه شود.

۹-۱۰-۶-۶ کتیبه‌ی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۶-۱ در مواردی که برای کاهش حداقل ضخامت مورد نیاز یا کاهش مقدار آرماتور منفی روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۹-۱۰-۶-۶-۲ تا ۹-۱۰-۶-۶-۴ باید رعایت شوند.

۹-۱۰-۶-۶-۲ بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کم‌تر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۶-۶-۳ ضخامت کتیبه نباید کم‌تر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

۹-۱۰-۶-۶-۴ در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله لبه کتیبه از بر ستون یا سرستون منظور کرد.

۹-۱۰-۶-۶-۵ در مواردی که برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش از افزایش ضخامت دال در اطراف ستون استفاده می شود، باید آن را در سطح زیرین دال اجرا نمود و حداقل به اندازه عمق برشگیر منهای ضخامت دال از بر ستون بیرون زدگی داشته باشد.

۹-۱۰-۶-۷ بازشوها در سیستم دال‌ها

۹-۱۰-۶-۷-۱ در سیستم دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه پیش بینی کرد، مشروط بر آن که با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد که سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری بویژه ضوابط مربوط به خیز را ارضا می‌کند.

۹-۱۰-۶-۷-۲ درصورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۹-۱۰-۶-۷-۳ تا ۹-۱۰-۶-۷-۶ را در تعیین محل و ابعاد بازشوهای دال‌های بدون تیر رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۹-۱۰-۶-۷-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۹-۱۰-۶-۷-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹-۱۰-۶-۷-۵ در محل تلاقی یک نوار ستونی و یک نوار میانی، فقط یک چهارم آرماتورهای هر نوار در هر جهت را می‌توان قطع کرد.

۹-۱۰-۶-۷-۶ اگر بازشو در فاصله ای کمتر از چهار برابر ضخامت دال از محیط ستون، بار متمرکز یا مساحت سطح عکس العمل قرار داشته باشد، بند ۹-۸-۵-۲-۴ باید اقناع شود.

۹-۱۰-۶-۷-۷ درصورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۹-۱۲-۱۷-۴ رعایت شوند.

۹-۱۰-۶-۷-۸ در دال‌های تیر- ستونی، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارایه شود.

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱ ضوابط کلی آرماتور گذاری

۹-۱۰-۷-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی ضریب‌دار وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند.

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل میلگرد خمشی در دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۷-۱-۲-۱ حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ باید یا برابر با $0.0018A_g$ باشد یا از رابطه ۹-۱۰-۳ محاسبه شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه , و در عرض دال (b_{slab}) مورد نظر تعبیه شود.

$$A_{s,min}=\frac{5v_{uv}b_{slab}b_o}{\phi\alpha_s f_y} \qquad (۹-۱۰-۳)$$

۹-۱۰-۷-۱-۲-۲ اگر $v_{uv}>\phi 2\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$ بر روی مقطع بحرانی برش دو طرفه در اطراف ستون، بار متمرکز یا مساحت سطح عکس العمل باشد، $A_{s,min}$ که در عرض دال b_{slab} تعبیه می شود، باید رابطه ۹-۱۰-۳ را اقناع نماید. در این رابطه b_{slab} مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳، α_s مطابق بند ۹-۸-۵-۳-۱، ϕ ضریب برش و λ_s مطابق بند ۹-۸-۴-۴-۵ در نظر گرفته می شود.

۹-۱۰-۷-۱-۳ پوشش بتن برای میلگردها بایستی مطابق بند ۹-۴-۹ باشد.

۹-۱۰-۷-۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار بایستی مطابق بند ۹-۲۱-۸ باشد

۹-۱۰-۷-۱-۵ طول وصله میلگردهای آجدار بایستی مطابق بند ۹-۲۱-۹ باشد

۹-۱۰-۷-۱-۶ میلگردهای گروه شده بایستی مطابق بند ۹-۲۱-۱۰ جزئیات گذاری شوند

۹-۱۰-۷-۱-۷ فاصله گذاری میلگردهای خمشی

۹-۱۰-۷-۱-۷-۱ حداقل فاصله (s) باید طبق بند ۹-۲۱-۲ باشد

۹-۱۰-۷-۱-۷-۲ برای دال‌های توپر (غیر مجوف)، حداکثر فاصله میلگردهای طولی آجدار (s) در مقاطع بحرانی باید کمتر از $2h$ و ۳۰۰ میلیمتر و در بقیه مقاطع کمتر از $3h$ و ۳۰۰ میلیمتر باشد.

۹-۱۰-۷-۱-۸ قطع میلگردها

۹-۱۰-۷-۱-۸-۱ در مواردی که دال بر تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها تکیه دارد، مهار میلگردهای عمود بر لبه ناپیوسته باید موارد (الف) و (ب) را اقناع نماید:

الف- میلگردهای خمشی مثبت باید تا لبه دال ادامه یابند و طول گیرایی مستقیم یا با قلاب حداقل برابر ۱۵۰ میلیمتر داخل تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها داشته باشند.

ب- میلگردهای خمشی منفی باید خم یا قلاب شده یا بصورت دیگر در تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها به گونه‌ای مهار شوند که طول مهاری کافی از بر داخلی تیر لبه، ستون و یا دیوار تامین گردد.

۹-۱۰-۷-۱-۸-۲ در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر لبه یا دیوار منتهی نشود یا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

۹-۱۰-۷-۲ جزئیات اختصاصی آرماتورگذاری دال‌های با تیر

۹-۱۰-۷-۲-۱ برای دال‌های دو طرفه (با تیرهای میانی) و برای دال‌های قارچی با دیوارهای لبه و یا تیرهای لبه با α_f بزرگتر از یک در گوشه‌های خارجی دال‌ها باید آرماتورهای گوشه به شرح بندهای ۹-۱۰-۷-۲-۲ تا ۹-۱۰-۷-۲-۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۹-۱۰-۷-۲-۲ هریک از آرماتورهای گوشه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.

۹-۱۰-۷-۲-۳ باید فرض شود لنگر ضریب‌دار به دلیل آثار گوشه (M_u)، حول محوری عمود بر قطر گذرنده از گوشه (در بالای دال) و حول محوری موازی قطر گذرنده از گوشه (در پایین دال) اعمال می شود.

۹-۱۰-۷-۲-۴ میلگردها باید موازی قطر در بالای دال و عمود بر قطر در پایین دال قرار داده شوند. درغیر اینصورت میلگردها باید بصورت دو شبکه در بالا و پایین دال و بموازات اضلاع چشمه ها در گوشه ها قرار داده شوند

۹-۱۰-۷-۲-۵ آرماتورهای گوشه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

۹-۱۰-۷-۳ جزییات اختصاصی آرماتورگذاری دال‌های بدون تیر

۹-۱۰-۷-۳-۱ در آرماتورگذاری دال‌های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط بندهای ۹-۱۰-۷-۱-۸ ضوابط بندهای ۹-۱۰-۷-۳-۲ تا ۹-۱۰-۷-۳-۸ نیز باید رعایت شوند.

۹-۱۰-۷-۳-۲ برای تعیین محل خم یا قطع کردن میلگردها باید حداقل طول های مندرج در شکل ۹-۱۰-۱ رعایت شوند.

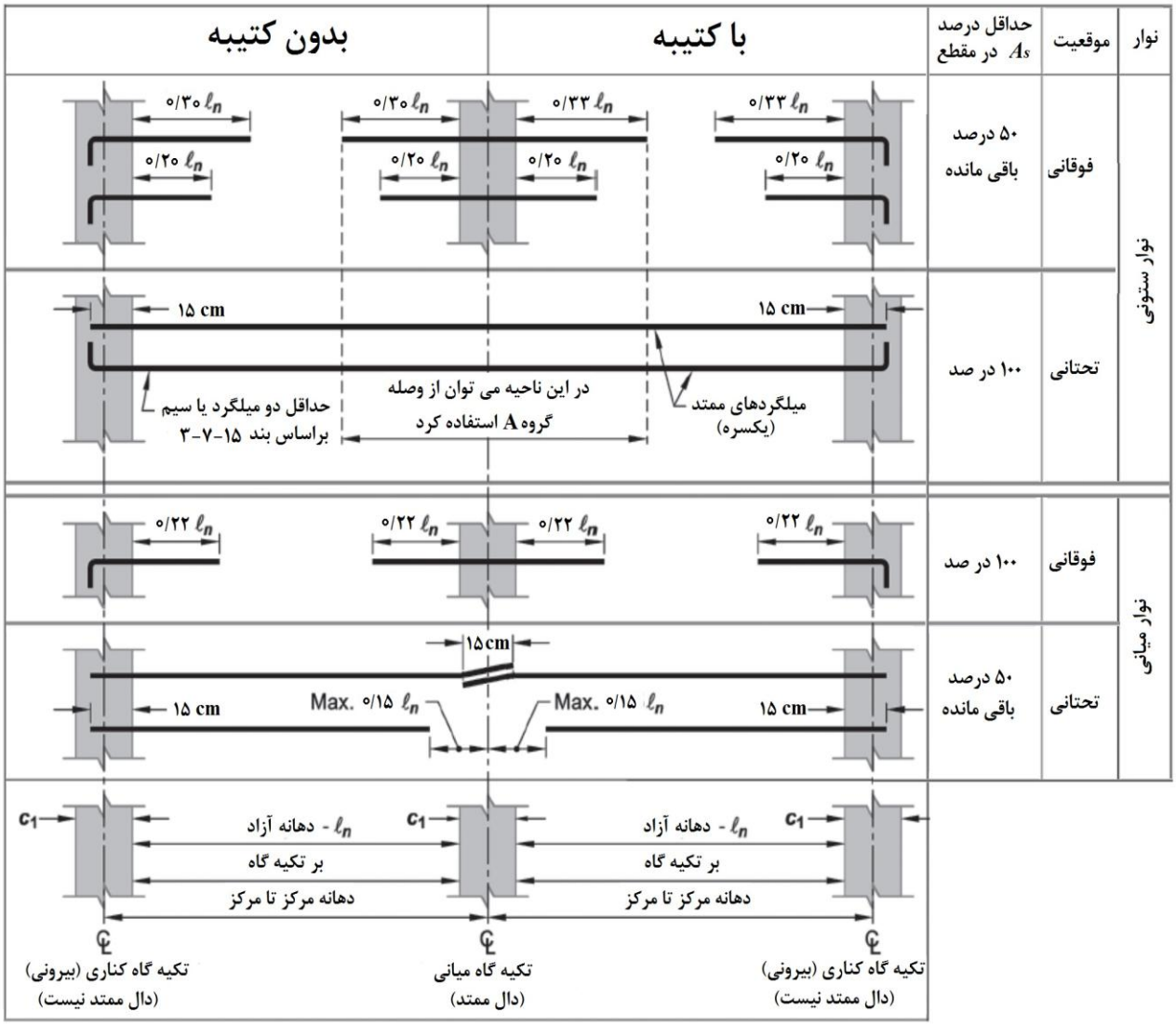
۹-۱۰-۷-۳-۳ در مواردی که طول دهانه‌های مجاور هم برابر نباشند، طول آرماتورهای منفی فراتر از بر تکیه‌گاه مطابق آنچه در شکل ۹-۱۰-۱ نشان داده شده است، باید بر مبنای طول دهانه بزرگتر محاسبه شود.

۹-۱۰-۷-۳-۴ خم کردن میلگردهای مثبت برای ادامه آنها به عنوان آرماتور منفی بشرطی مجاز است که در تأمین طولهای حداقل توصیه شده در شکل ۹-۱۰-۱، زاویه خم بزرگتر از ۴۵ درجه درنظر گرفته نشود.

۹-۱۰-۷-۳-۵ طول میلگردها نباید کوچکتر از مقادیر توصیه شده در شکل ۹-۱۰-۱ درنظر گرفته شوند؛ و اگر دال‌ها به عنوان اعضای اصلی مقاوم در برابر بار جانبی عمل کنند، این طول باید حداقل برابر با آنچه از محاسبه به دست می‌آید، در نظر گرفته شود..

۹-۱۰-۷-۳-۶ همه میلگردهای آجدار یا سیمهای آجدار پایین داخل نوار ستونی، باید در هر جهت ادامه یابند یا با وصله مکانیکی کامل، وصله جوش شده کامل یا وصله کششی کلاس B وصله شوند. وصله ها باید مطابق شکل ۹-۱۰-۱ قرار داده شوند.

۹-۱۰-۷-۳-۷ حداقل دو میلگرد یا سیم آجدار پایین نوار ستونی در هر جهت باید از ناحیه محدود شده بوسیله میلگردهای طولی ستون عبور نمایند و باید در تکیه گاههای خارجی مهار شوند.



شکل **۹-۱۰-۱** حداقل طول میلگردهای آجدار در دال‌های دو طرفه بدون تیر

۹-۱۰-۷-۴ میلگردهای برشی- خاموتها

۹-۱۰-۷-۴-۱ استفاده از خاموتهای تک پایه، U ساده، U چندگانه و خاموت بسته به عنوان میلگرد برشی مجاز می باشد.

۹-۱۰-۷-۴-۲ مهار و شکل خاموتها باید مطابق با بند ۹-۲۱-۵ باشد.

۹-۱۰-۷-۴-۳ در صورت استفاده از خاموت، محل قرارگیری و فاصله گذاری آنها باید مطابق با جدول ۹-۱۰-۵ باشد.

جدول **۹-۱۰-۵** موقعیت اولین خاموت و محدودیت های فاصله گذاری

جهت اندازه گیری	تعریف اندازه گیری	بیشترین فاصله، (mm)
عمود بر وجه ستون	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	$\frac{d}{2}$
	فاصله بین خاموتها	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله بین ساق عمودی خاموتها	2d

۹-۱۰-۷-۵ میلگردهای برشی- سر دار

۹-۱۰-۷-۵-۱ در صورتی استفاده از گل میخ برشی سر دار مجاز است که عمود بر صفحه دال قرار داده شود.

۹-۱۰-۷-۵-۱-۱ ارتفاع کلی مجموعه گل میخ برشی باید حداقل برابر ضخامت دال منهای مجموع (الف) تا (پ) باشد:

الف- پوشش بتن میلگردهای خمشی فوقانی

ب- پوشش بتن روی پایه نواری گل میخ

پ- نصف قطر میلگرد خمشی در کشش

۹-۱۰-۷-۵-۱-۲ محل قرارگیری و فاصله گذاری گل میخ برشی سرپهن باید طبق جدول ۹-۱۰-۶ باشد.

جدول **۹-۱۰-۶** موقعیت گل میخ برشی و محدودیت های فاصله گذاری

جهت اندازه گیری	شرح اندازه گیری	شرط لازم	حداکثر فاصله (میلیمتر)
عمود بر وجه ستون	فاصله وجه ستون تا اولین خط محیطی گل میخ ها	همه موارد	$\frac{d}{2}$
	فاصله ثابت بین خطوط محیطی گل میخ های برشی	اگر: $v_u \le \phi 0.5\sqrt{f_c'}$	$\frac{3d}{4}$
		اگر: $v_u > \phi 0.5\sqrt{f_c'}$	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله بین گل میخ های مجاور بر روی نزدیکترین محیط به وجه ستون	همه موارد	2d

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دو طرفه

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سازه تیرچه دو طرفه شامل ترکیب یکپارچه تیرچه های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می باشد که برای عملکرد دو طرفه طراحی می شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ عرض تیرچه در هر عمقی در طول آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کلی قسمت بیرون زده تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۵ مقدار V_c را می توان ۱/۱ برابر مقدار محاسبه شده در بند ۹-۸-۵ اختیار کرد.

۹-۱۰-۸-۱-۶ برای انسجام سازه ای، حداقل یک میلگرد تحتانی در هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه گاه برای تحمل f_y مهار شود.

۹-۱۰-۸-۱-۷ سطح مقطع میلگردهای عمود بر تیرچه ها باید با درنظر گرفتن تمرکز بارها، الزامات مقاومت خمشی دال را اقناع نماید و باید حداقل برابر سطح میلگردهای جمع شدگی و حرارتی مطابق بند ۹-۱۹-۴ باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۸ سازه تیرچه دو طرفه که محدودیت های بندهای ۹-۱۰-۸-۱-۱ تا ۹-۱۰-۸-۱-۴ را اقناع نمی نماید باید به عنوان دال یا تیر طراحی شود.

۹-۱۰-۸-۲ سیستم های تیرچه با پرکننده های سازه ای

۹-۱۰-۸-۲-۱ اگر از پرکننده های بلوک بتنی یا بلوک سفالی دارای مقاومت فشاری حداقل برابر با f'_c در تیرچه ها استفاده شود، بندهای ۹-۱۰-۸-۲-۱-۱ و ۹-۱۰-۸-۲-۱-۲ باید اعمال شوند.

۹-۱۰-۸-۲-۱-۱ ضخامت دال روی پرکننده ها باید حداقل برابر بزرگترین مقدار بین یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها و ۴۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۰-۸-۲-۱-۲ برای محاسبه برش و مقاومت خمشی منفی، مجاز است که جداره های قائم پر کننده‌های در تماس با تیرچه‌ها به حساب آورده شوند. بقیه بخش‌های پر کننده نباید در محاسبات مقاومت داخل شوند.

۹-۱۰-۸-۳ سیستم های تیرچه با پرکننده های دیگر

۹-۱۰-۸-۳-۱ اگر پر کننده‌ها، در تطابق با بند ۹-۱۰-۸-۲-۱ نباشند یا از قالب‌های قابل برداشت استفاده شود، ضخامت دال روی پر کننده‌ها باید حداقل برابر با بزرگترین یکی از دو مقدار یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها یا ۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۰- ۹ روش "طراحی مستقیم"

۹-۱۰-۹-۱ گستره

۹-۱۰-۹-۱-۱ روش طراحی مستقیم را برای سیستم‌هایی که در آن‌ها دال‌ها، تیرهای بین تکیه گاه‌ها (در صورت وجود) و ستون‌ها تشکیل قاب‌های متعامد دهند، تحت اثر بارهای قائم می‌توان به کار برد.

۹-۱۰-۹-۱-۲ نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را می‌توان با فرض‌هایی مناسب با هم ترکیب کرد و در طراحی به کار برد. درصورت عدم استفاده از فرضیات مناسب برای ترکیب نتایج تحلیل بارهای قائم و جانبی می‌توان تلاشهای ناشی از بارهای جانبی را فقط به تیرها و ستون‌ها و در صورت عدم وجود تیرها به نوارهای ستونی و ستون‌ها اعمال نمود.

۹-۱۰-۹-۱-۳ اختلاف از محدودیت های بندهای ۹-۱۰-۹-۲-۱ تا ۹-۱۰-۹-۲-۶ در صورتی مجاز است که با تحلیل اثبات شود تعادل و سازگاری هندسی اقناع می شود، مقاومت طراحی در هر مقطع حداقل برابر با مقاومت مورد نیاز است و شرایط بهره برداری شامل محدودیتهای خیز رعایت می شود

۹-۱۰-۹-۱-۴ تکیه گاههای دایره ای یا چندضلعی منظم بصورت تکیه گاه مربعی با همان مساحت در نظر گرفته می شوند.

۹-۱۰-۹-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم

۹-۱۰-۹-۲-۱ سیستم دال باید درهر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

۹-۱۰-۹-۲-۲ دهانه‌های متوالی درهر امتداد که از مرکز تا مرکز تکیه گاهها در هرجهت اندازه گیری می شوند، نباید بیشتر از یک سوم دهانه بزرگتر با یکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

۹-۱۰-۹-۲-۳ چشمه‌ی دال‌ها باید مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آن‌ها، محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، نباید بزرگ‌تر از ۲ باشد.

۹-۱۰-۹-۲-۴ برون محوری ستون نباید از ۱۰ درصد دهانه در جهت برون محوری از هر محور بین خط مرکزی ستون‌های متوالی تجاوز نماید.

۹-۱۰-۹-۲-۵ همه بارها باید تنها بسبب بار ثقلی باشند و بطور یکنواخت روی کل دهانه پخش شوند. بار زنده بدون ضریب نباید از دو برابر بار مرده بدون ضریب تجاوز نماید.

۹-۱۰-۹-۲-۶ در دال‌هایی که در هر چهار طرف بر روی تیرهایی تکیه دارند، نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود برهم باید در رابطه ۹-۱۰-۳ صدق کند.

۹-۱۰-۹-۳ روش طراحی

۹-۱۰-۹-۳-۱ هر سازه متشکل از تعدادی قاب عمود برهم در امتداد ردیف ستون‌ها یا دیوارها، در امتداد طولی و عرضی ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۰-۹-۳-۲ مجموع قدر مطلق حداکثر لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و متوسط لنگرهای خمشی ضریب‌دار منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از قاب، که لنگر خمشی ضریب‌دار استاتیکی نامیده می‌شود، بر طبق بند ۹-۱۰-۹-۶ تعیین می‌شود.

۹-۱۰-۹-۳-۳ لنگر خمشی ضریب‌دار استاتیکی به دست آمده در هر دهانه مطابق بند ۹-۱۰-۹-۷ بین لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی ضریب‌دار منفی تکیه‌گاه‌ها در نوار پوششی تقسیم می‌شود.

۹-۱۰-۹-۳-۴ لنگر خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی نوار پوششی مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱۲ بین تیر و دال‌ها توزیع می‌شود و طراحی تیر و دال‌ها برای آن لنگرها خواهد بود.

۹-۱۰-۹-۳-۵ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی با استفاده از ضوابط بند۹-۱۰-۹-۱۴ تعیین می‌شوند.

۹-۱۰-۹-۳-۶ تلاش‌های برشی در تیرها و دال‌ها با استفاده ازضوابط بند ۹-۱۰-۹-۱۵ تعیین می‌شوند

۹-۱۰-۹-۴ بارگذاری متناوب

۹-۱۰-۹-۴-۱ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملا روشن باشد، قاب باید برای این وضعیت بارگذاری تحلیل و طراحی شود.

۹-۱۰-۹-۴-۲ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملا روشن نباشد، ولی مقدار بار زنده از سه چهارم بار مرده کمتر باشد یا درصورتی که ماهیت بارهای زنده چنان باشد که تمام دهانه‌ها همزمان بارگذاری شوند، قاب باید برای بار زنده نهایی همزمان روی تمام دهانه‌ها تحلیل و طراحی شود.

۹-۱۰-۹-۴-۳ در صورتی که هیچک از شرایط بندهای ۹-۱۰-۹-۴-۱ و ۹-۱۰-۹-۴-۲ برقرار نباشد، بارگذاری متناوب روی دهانه‌ها الزامی است. دراین صورت برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در یک دهانه باید آن دهانه و دهانه‌های مجاور بعدی را به طور یک درمیان با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد. هم‌چنین برای تعیین حداکثر لنگر خمشی منفی روی یک تکیه‌گاه باید دهانه‌های مجاور آن تکیه‌گاه را با سه چهارم بار زنده‌ی نهایی بارگذاری کرد.

۹-۱۰-۹-۴-۴ لنگرهای خمشی مورد استفاده در طراحی قطعات در هیچ حالت نباید کمتر از لنگرهای خمشی ایجاد شده در قاب، تحت اثر بارهای زنده نهایی روی تمام دهانه‌ها باشند.

۹-۱۰-۹-۵ نسبت سختی تیرها

۹-۱۰-۹-۵-۱ در دال‌هایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عملکرد یکپارچه دارند، باید نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود برهم، در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \le \frac{\alpha f_1 l_2^2}{\alpha f_2 l_1^2} \le 5.0 \qquad (۹-۱۰-۳)$$

که αf_1 و αf_2 بوسیله رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$\alpha_f \le \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \qquad (۹-۱۰-۴)$$

در این دال‌ها چنان‌چه رابطه‌ی فوق صادق نباشد، برای توزیع لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیق‌تری انجام داد.

۹-۱۰-۹-۵-۲ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی که دارای سرستون یا نشیمن (براکت) باشند، در دهانه عمود بر لبه دال، برابر لنگر خمشی مقطعی است که حداکثر به فاصله نصف تصویر افقی سرستون یا نشیمن (براکت) از بر المان تکیه‌گاهی قرارداشته باشد.

۹-۱۰-۹-۵-۳ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی بدون سرستون یا نشیمن (براکت) در دهانه عمود بر لبه دال، برابر لنگر خمشی در بر المان تکیه گاهی می باشد.

۹-۱۰-۹-۵-۴ چنانچه سیستم دالی شامل محدودیتهای بند ۹-۱۰-۹-۲ باشد، می‌توان مجموع قدر مطلق لنگرهای خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی در هر دهانه از قاب را تا مقدار ارایه شده در رابطه ۹-۱۰-۱۱ کاهش داد و مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی را به تناسب اصلاح کرد.

۹-۱۰-۹-۶ لنگر خمشی ضریب‌دار استاتیکی در هر دهانه

۹-۱۰-۹-۶-۱ لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی (M_o) برای هر دهانه باید برای یک نوار پوششی محاسبه شود. مجموع قدر مطلق M_u مثبت و متوسط منفی در هر جهت باید حداقل برابر باشد با:

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_{1n}^2}{8} \qquad (۹-۱۰-۵)$$

۹-۱۰-۹-۶-۲ طول آزاد دهانه (l_{1n}) در رابطه ۹-۱۰-۱۱ فاصله بر تا بر داخلی ستون‌ها، سر ستون‌ها، نشیمن‌ها (براکت) یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار l_{1n} در هر حال نباید کوچکتر از $0.65l_1$ در محاسبات منظور شود. درصورتیکه تکیه‌گاه‌ها دارای مقطعی به شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشند، برای آن‌ها می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و l_{1n} را تا بر این مقطع فرضی درنظر گرفت

۹-۱۰-۹-۶-۳ در رابطه ۹-۱۰-۱۱، اگر دهانه عرضی چشمه ها در هر طرف خط مرکزی تکیه گاهها تغییر کند، l_2 باید برابر با میانگین دهانه های عرضی مجاور در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۹-۶-۴ در رابطه ۹-۱۰-۱۱، اگر دهانه‌ی مجاور و موازی یک لبه دال در نظر گرفته شود، فاصله از لبه تا خط مرکزی چشمه باید جای‌گزین l_2 شود.

۹-۱۰-۹-۷ توزیع کل لنگرهای ضریب‌دار استاتیکی

۹-۱۰-۹-۷-۱ در دهانه های میانی لنگر ضریب‌دار استاتیکی (M_o) باید به صورت زیر توزیع شود:

الف – لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه $0.65M_o$

ب – لنگر خمشی مثبت وسط دهانه $0.35M_o$

۹-۱۰-۹-۷-۲ در دهانه های کناری لنگر ضریب‌دار استاتیکی (M_o) باید مطابق جدول ۹-۱۰- ۷ توزیع شود

جدول **۹-۱۰-۷** توزیع لنگر خمشی ضریب-دار استاتیکی در دهانه کناری

لنگر خمشی	شرایط تکیه‌گاهی				
	دال تخت	دال با تیر		تکیه‌گاه کناری	
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	یک‌پارچه	کاملاً گیردار	ساده
منفی در تکیه‌گاه میانی	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	۰/۷۵
مثبت در وسط دهانه	۰/۵۲	۰/۵۰	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۶۳
منفی در تکیه‌گاه کناری	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۱۶	۰/۶۵	۰

۹-۱۰-۹-۷-۳ لنگرهای خمشی ضریب‌دار منفی بندهای ۹-۱۰-۹-۷-۱ و ۹-۱۰-۹-۷-۲ مطابق با تعریف بند ۹-۱۰-۹-۶-۲، لنگرهای خمشی ضریب‌دار در بر تکیه‌گاه‌ها محسوب می‌شوند.

۹-۱۰-۹-۷-۴ مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه‌گاه طراحی شوند؛ مگر آنکه با انجام تحلیل لنگر نامتعادل مطابق با سختی المانهای مجاور توزیع شود.

۹-۱۰-۹-۷-۵ تیرهای لبه یا لبه‌های دال باید برای لنگر پیچشی برابر با لنگر خمشی منفی سهم دال در تکیه‌گاه کناری طراحی شوند.

۹-۱۰-۹-۸ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی

۹-۱۰-۹-۸-۱ باز پخش لنگرهای خمشی ضریب‌دار بر اساس آنچه که در فصل دهم گفته شده است، درمورد سیستم‌های دال‌هایی که با روش مستقیم طراحی می‌شوند، معتبر نیست. اما لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی در یک دهانه را می‌توان تا حد ده درصد کم یا زیاد کرد؛ مشروط بر آن که تأثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی درنظر گرفته شود و لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی برای یک چشمه (M_0) در جهت مورد نظر حداقل برابر با مقدار محاسبه شده به وسیله‌ی معادله‌ی ۹-۱۰-۱۱ باشد.

۹-۱۰-۹-۹ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی

۹-۱۰-۹-۹-۱ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های میانی، در نوار پوششی و در نوارهای ستونی و میانی، برابر با لنگر خمشی در مقطع گذرنده از بر ستون است. فاصله محور ستون از این بر در هر حال نباید بزرگ‌تر از $0.175\ell_1$، درنظر گرفته شود.

۹-۱۰-۹-۹-۲ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی که دارای سر ستون یا نشیمن (براکت) باشند، در دهانه عمود بر لبه دال، برابر لنگر خمشی در مقطعی حداکثر به فاصله نصف تصویر افقی سر ستون یا نشیمن (براکت) از بر المان تکیه‌گاهی است.

۹-۱۰-۹-۹-۳ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی بدون سر ستون یا نشیمن (براکت) در دهانه عمود بر لبه دال، برابر لنگر خمشی در بر المان تکیه گاهی می‌باشد.

۹-۱۰-۹-۹-۴ در صورتی که تکیه‌گاه دارای مقطعی بـه شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشد، برای آن می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و بر تکیه‌گاه را بر این مربع در نظر گرفت.

۹-۱۰-۹-۹-۵ چنـانچه سیستم دالـی محـدودیتهای قسمت ۹-۱۰-۱۰-۱ را در مورد کاربرد روش طراحی مستقیم داشته بـاشد، می‌توان مجموع قدر مطلق لنگرهای خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی در هر دهانه از قاب معادل را تا مقدار ارایه شده در رابطه‌ی ۹-۱۰-۵ کاهش داد و مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی را به تناسب اصلاح کرد.

۹-۱۰-۹-۱۰ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌داردر نوار پوششی

۹-۱۰-۹-۱۰-۱ لنگرهای خمشی ضریب‌دار محاسباتی در نوار پوششی را می‌توان مطابق بـا ضوابط بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۱ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ بین نوار ستونی و نوار میانی و سپس بین تیر و دال تقسیم کرد. این ضوابط درمورد دال‌هایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عمل‌کرد یک‌پارچه دارند، در صورتی به کار برده می‌شوند که نسبت سختی‌های تیرها در دو امتداد عمود برهم، در رابطه ۹-۱۰-۳ و ۹-۱۰-۴ صدق کند در غیر این صورت، برای تقسیم لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیق‌تری انجام داد.

۹-۱۰-۹-۱۱ لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای ستونی

۹-۱۰-۹-۱۱-۱ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی داخلی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۸ تحمل نماید.

جدول **۹-۱۰-۸** بخشی از M_u منفی داخلی در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	۰/۵	**۱/۰**	**۲/۰**
۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

۹-۱۰-۹-۱۱-۲ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی خارجی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۹ تحمل نماید.

جدول ۹-**۱۰-۹** بخشی از M_u منفی خارجی در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	β	l_2/l_1		
		۰/۵	**۱/۰**	**۲/۰**
۰	۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر جدول انجام شود. β_t با استفاده از رابطه ۹-۱۰-۶ و C بر طبق رابطه ۹-۱۰-۷ محاسبه می‌شود.

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \qquad \textbf{(۹-۱۰-۶)}$$

$$C = \sum\left(1-0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3 y}{3} \qquad \textbf{(۹-۱۰-۷)}$$

۹-۱۰-۹-۱۱-۳ برای مقاطع T یا L، محاسبه‌ی مقدار ثابت C از رابطه (۹-۱۰-۷) را می‌توان با تقسیم مقطع همان طور که در بند ۹-۱۰-۱۰-۵-۲ عنوان شده است، به بخش‌های مستطیلی مجزا تقسیم کرد و جمع مقادیر C از هر بخش محاسبه شود. در رابطه‌ی (۹-۱۰-۷) x و y به ترتیب عرض و طول هر مستطیل است.

۹-۱۰-۹-۱۱-۴ اگر عرض ستون یا دیوار حداقل برابر با $0.75l_2$ باشد، M_u منفی باید به صورت یک‌نواخت در طول l_2 توزیع شود.

۹-۱۰-۹-۱۱-۵ نوار ستونی باید بخشی از M_u مثبت را مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۰ تحمل نماید.

جدول **۹-۱۰-۱۰** بخشی از M_u مثبت در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1

	۰/۵	۱/۰	۲/۰
۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

۹-۱۰-۹-۱۱-۶ برای دال‌های با تیرهایی بین تکیه گاه‌ها، بخش دال نوارهای ستونی باید لنگرهای نوار ستونی را که به وسیله‌ی تیرها تحمل نمی‌شود، تحمل نماید.

۹-۱۰-۹-۱۲ لنگرهای ضریب‌دار در تیرها

۹-۱۰-۹-۱۲-۱ تیرهای بین تکیه گاه‌ها باید بخشی از M_u نوار ستونی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۱ تحمل نمایند.

جدول **۹-۱۰-۱۱** بخشی از M_u نوار ستونی در تیرها

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	ضریب توزیع
۰	۰
≥۱	۰/۸۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

۹-۱۰-۹-۱۲-۲ علاوه بر لنگرهای محاسبه شده مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۱۲-۱، تیرها باید لنگرهای ایجاد شده توسط بارهای ضریب‌داری که مستقیماً بر تیرها اعمال می شوند، شامل وزن بیرون زدگی تیر بالا و پایین دال را نیز تحمل نمایند.

۹-۱۰-۹-۱۳ لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای میانی

۹-۱۰-۹-۱۳-۱ آن بخش از لنگرهای ضریب‌دار منفی و مثبت تحمل نشده به وسیله نوارهای ستونی باید به تناسب به نصف نوارهای میانی متناظر اختصاص داده شود.

۹-۱۰-۹-۱۳-۲ هر نوار میانی باید مجموع لنگرهای اختصاص داده شده به دو نصف نوار ستونی خود را تحمل نماید.

۹-۱۰-۹-۱۳-۳ یک نوار میانی مجاور و موازی یک لبه متکی بر دیوار باید دو برابر لنگر اختصاص داده شده به نصف نوار میانی مربوط به اولین ردیف تکیه گاه‌های داخلی را تحمل نماید.

۹-۱۰-۹-۱۴ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها

۹-۱۰-۹-۱۴-۱ ستون‌ها و دیوارهای ساخته شده به صورت یک‌پارچه با سیستم دال، باید لنگرهای ایجاد شده به وسیله‌ی بارهای ضریب‌دار بر سیستم دال را تحمل نمایند.

۹-۱۰-۹-۱۴-۲ ستون‌ها و دیوارهایی که تکیه‌گاه خارجی را تشکیل می‌دهند باید برای لنگر خمشی ضریب‌دار نوار پوششی در این تکیه‌گاه، حاصل از بند ۹-۱۰-۹-۷-۲ طراحی شوند. این لنگرها به نسبت سختی‌های خمشی ستون‌ها یا دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند.

۹-۱۰-۹-۱۴-۳ در یک تکیه گاه داخلی، ستون‌ها یا دیوارهای بالا و پایین دال باید لنگر ضریب‌دار محاسبه شده با رابطه‌ی ۹-۱۰-۸ به نسبت مستقیم سختی آن‌ها را تحمل نمایند؛ مگر این که از نتیجه‌ی یک تحلیل کلی به دست آید.

$$M_{sc} = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Du})l_2 l_n^2 - q'_{Du} l'_2 (l'_n)] \qquad (۸-۱۰-۹)$$

که q'_{Du}، l'_2 و l'_n مربوط به دهانه‌ی کوتاه‌تر می‌باشند.

۹-۱۰-۹-۱۴-۴ لنگر بار ثقلی که بین دال و ستون لبه‌ی مطابق با بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ انتقال می‌یابد، نباید کم‌تر از $0.3M_o$ باشد.

۹-۱۰-۹-۱۵ تلاش برشی ضریب‌دار در سیستم‌های تیر – دال

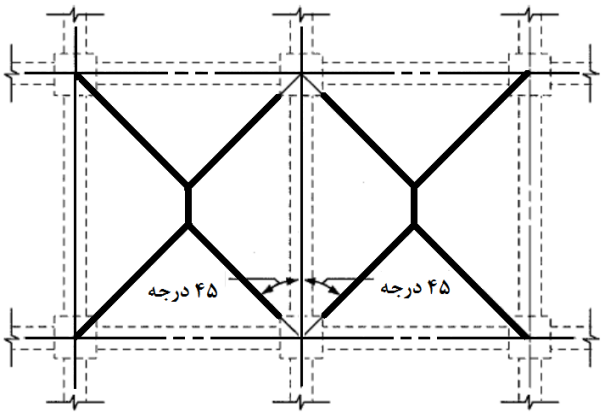
تلاش‌های برشی در دال‌ها و در تیرها در سیستم‌های تیر- دال باید طبق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۱۵-۱ تعیین شوند.

۹-۱۰-۹-۱۵-۱ تـلاش بـرشی ضریب‌دار در سیستم‌های تیر- دال

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۱ تیرهای مستقر بین تکیه گاه‌ها باید برای بخشی از برش و مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۲ ناشی از باری‌های ضریب‌دار و سطح بارگیر مطابق با شکل ۹-۱۰- ۲ طراحی شوند.

جدول **۹-۱۰-۱۲** قسمتی از برش که توسط تیر تحمل می‌شود.

ضریب توزیع	$\alpha_{f1} l_2 / l_1$
۰	۰
$\geq$۱	۱



شکل **۹-۱۰-۲** سطح بارگیر برای محاسبه‌ی برش تیرهای داخلی

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۲ تیرهایی که در آن‌ها نسبت $\alpha_{f1} l_2/l_1$ حداقل مساوی با یک باشد، باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دال‌های دو طرف تیر و محورهای چشمه‌های اطراف به دال‌ها وارد می‌شود؛ به عبارت ساده‌تر همان باری که از توزیع ذوزنقه- مثلثی حاصل می‌شود.

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۳ تیرهایی که در آنها نسبت $\alpha f_1 l_2/l_1$ کوچک‌تر از یک است باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که از بند ۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۲ بدست آمده و در ضریب $\alpha f_1 l_2/l_1$ ضرب شده‌اند.

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۴ در طراحی تیرها باید علاوه بر برش منتقل شده از دال‌ها، برش ناشی از بارهای ضریب‌دار را که مستقیماً روی آن‌ها وارد شوند، شامل وزن بیرون زدگی تیر بالا و پایین دال هم منظور گردد.

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۵ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال به تیر، موضوع بندهای ۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۳ را تحمل کند.

۹-۱۰-۹-۱۵-۱-۶ مقاومت برشی دال مطابق فصل هشتم تعیین می‌شود.

۹-۱۰-۱۰ روش " قاب معادل"

۹-۱۰-۱۰-۱ گستره

۹-۱۰-۹-۱-۱ روش طراحی قاب معادل را می‌توان برای سیستم هایی که مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱-۱ باشند، بکار برد.

۹-۱۰-۹-۱-۲ برای قاب‌های معادل می توان نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱-۲ و رعایت محدودیت‌های مربوط مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱-۳ اعمال نمود.

۹-۱۰-۱۰-۲ روش طراحی

۹-۱۰-۱۰-۲-۱ سیستم دال‌ها و تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها درصورت وجود و ستون‌ها یا دیوارها، بر اساس فرض‌های مندرج در بندهای ۹-۱۰-۱۰-۳ تا ۹-۱۰-۱۰-۶ به صورت قاب‌های معادل تحت اثر بارهای قائم تحلیل می‌شوند.

۹-۱۰-۱۰-۲-۲ لنگرهای خمشی به دست آمده از تحلیل قاب معادل، مطابق بند ۹-۱۰-۱۰-۹ بین تیرها و دال‌ها تقسیم می‌شوند.

۹-۱۰-۱۰-۲-۳ طراحی دال‌ها و تیرها برای خمش و برش بـر اساس مقادیر به دست آمده در بند ۹-۱۰-۱۰-۲-۲ صورت می‌گیرد.

۹-۱۰-۱۰-۳ قاب معادل

۹-۱۰-۱۰-۳-۱ هر سازه مطابق بند ۹-۱۰-۹-۳-۱ به صورت تعدادی قاب معادل نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۳-۲ هر قاب معادل شامل ستون‌ها یا دیوارهای موجود دریک ردیف و نوار پوششی شامل تیرهای موجود بین ستون‌ها و دیوارها و قسمتی از عرض دال‌های دو طرف تیر که به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌ها محدود است، تشکیل می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۳-۳ هر قاب برای بارهای وارده به نوار پوششی تحلیل می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۳-۴ اثر ناشی از سختی پیچشی نوارهایی که در امتداد عمود بر قاب معادل قرار دارند، برروی سختی خمشی ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی در قاب معادل با در نظر گـرفتن قطعات پیچشی مطابق با بندهای ۹-۱۰-۱۰-۵ و ۹-۱۰-۱۰-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۳-۵ در قابهای کناری، نوار پوششی مشتمل است بر تیرهای موجود بین ستون‌ها یا دیوارها و قسمتی از عرض دال که به محور طولی گذرنده از وسط چشمه مجاور آن محدود می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۳-۶ هر قاب معادل را می‌توان به صورت یک قاب معادل در سرتاسر ارتفاع تحلیل نمود. برای بارهای قائم می‌توان زیر قاب‌هایی (یک طبقه‌ای) متشکل از نوار پوششی هر طبقه همراه با ستون‌های بالا و پایین آن طبقه، با در نظر گرفتن ضوابط بند ۹-۶-۱۰-۲ تحلیل کرد.

۹-۱۰-۱۰-۳-۷ اگر تیر- دال به صورت مجزا تحلیل شود، محاسبه‌ی لنگر در یک تکیه گاه مشخص می‌تواند با این فرض انجام شود که تیر- دال در تکیه گاه‌های دو چشمه مجاور یا بیشتر از دو چشمه مجاور، به صورت گیردار باشند، مشروط بر این که دال مورد نظر، فراتر از تکیه گاههای گیردار مفروض، به صورت پیوسته باشد.

۹-۱۰-۱۰-۳-۸ در مواردی که سر ستون‌های فلزی برای ستون‌ها به کار رود، می‌توان اثر کمکی این قطعات را بر سختی قاب و نیز مقاومت خمشی و برشی قطعات، در نظر گرفت.

۹-۱۰-۱۰-۳-۹ می‌توان از اثرهای ناشی از تغییر طول ستون‌ها و دال‌ها تحت اثر بارهای محوری و نیز تغییر شکل ناشی از برش در تیرها صرف نظر کرد.

۹-۱۰-۱۰-۴ ممان اینرسی قطعات در قاب معادل

۹-۱۰-۱۰-۴-۱ ممان اینرسی مقاطع تمامی قطعات در قاب معادل را می‌توان براساس مقطع بتن ترک نخورده محاسبه کرد.

۹-۱۰-۱۰-۴-۲ تغییرات ممان اینرسی ناشی از تغییرات ابعاد در تیرها، دال‌ها و ستون‌ها یا دیوارها باید در محاسبات منظور شود.

۹-۱۰-۱۰-۴-۳ ممان اینرسی دال- تیرها از مرکز ستون تا بر ستون، نشیمن (براکت) یا سر ستون باید مساوی با ممان اینرسی دال- تیر در بر ستون، نشیمن (براکت) یا سر ستون تقسیم بر مقدار $(1-c_2/l_2)^2$ فرض شود؛ که c_2 و l_2 عمود بر جهت دالی که برای آن لنگرها تعیین می شوند، اندازه گیری می‌گردد.

۹-۱۰-۱۰-۴-۴ ممان اینرسی ستون‌ها از بالا تا پایین دال- تیر در یک اتصال، باید بی نهایت فرض شود.

۹-۱۰-۱۰-۵ اعضای پیچشی

۹-۱۰-۱۰-۵-۱ اعضای پیچشی، موضوع بند ۹-۱۰-۱۰-۳-۴، با این فرض که سطح مقطع ثابتی در طول خود داشته باشند و مقطع آنها از هیچ یک از مقادیر زیر کوچک‌تر نباشد، در محاسبات منظور می‌گردند:

الف– قسمتی از دال که دارای عرضی برابر با عرض ستون، نشیمن (براکت) یا سر ستون در جهت دهانه‌ای که لنگرهای آن تعیین می‌شوند.

ب- برای سازه های یکپارچه یا کاملاً مرکب، قسمتی از دال که در بند الف گفته شده به اضافه جان تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر در رو و زیر دال

پ- تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر مطابق با تعریف «تیر در سیستم تیر- دال» در بند ۱۰-۲ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۰-۵-۲ ضریب سختی پیچشی مقطع (C) با تقسیم مقطع قطعه پیچشی به تعدادی مستطیل (بند ۹-۱۰-۹-۱۱-۳) و با استفاده از رابطه (۹-۱۰-۷) محاسبه می‌شود.

تقسیم مقطع باید طوری باشد که C بیش‌ترین مقدار ممکن را به دست دهد.

۹-۱۰-۱۰-۵-۳ سختی پیچشی قطعه (K_{ta}) با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{ta} = \left(\frac{I_{sb}}{I_s}\right) K_t \qquad (۹-۱۰-۹)$$

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2\left(1-\frac{c_2}{l_2}\right)^3} \qquad (۹-۱۰-۱۰)$$

I_{sb} ممان اینرسی مجموعه تیر – دال در نوار پوششی و I_s ممان اینرسی دال تنها در این نوار، هریک نسبت به میان تار خود است. پارامترهای c_2 و l_2 به دهانه‌های عمود بر قاب معادل و در دو طرف آن مربوط می‌شوند.

۹-۱۰-۱۰-۶ سختی خمشی ستون‌ها در قاب معادل

۹-۱۰-۱۰-۶-۱ برای منظور کردن اثر قطعات پیچشی در هر گره از قاب معادل، می‌توان ستونی با سختی خمشی معادل (K_{ec}) که از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید، در نظر گرفت:

$$\frac{۱}{K_{ec}} = \frac{۱}{\sum K_c} + \frac{۱}{K_{ta}} \qquad (۹-۱۰-۱۱)$$

در این رابطه $\sum K_c$ مجموع سختی‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین است و K_{ta} سختی پیچشی قطعه‌ی پیچشی است.

۹-۱۰-۱۰-۷ بارگذاری متناوب

اثر بارگذاری متناوب در دهانه‌ها بر روی لنگرهای خمشی ضریب‌دار با استفاده از ضوابط بند۹-۱۰-۹-۴ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۰-۱۰-۸ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی

لنگـر های خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۹ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۰-۹ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی

توزیع لنگـرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی باید مطابق با بند۹-۱۰-۹-۱۰ انجام شود.

۹-۱۰-۱۰-۱۰ لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای ستونی

لنگـر های ضریب‌دار در نوار ستونی باید مطابق با بند۱۰-۹-۱۱ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۰-۱۱ لنگرهای ضریب‌دار در تیرها

لنگرهای ضریب‌دار در تیرهای قاب معادل باید مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱۲ محاسبه شود.

۹-۱۰-۱۰-۱۲ لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای میانی

لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای ستونی باید مطابق بند ۹-۱۰-۹-۱۳ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۰-۱۳ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها

لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۱۴ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۰-۱۴ تلاش برشی ضریب‌دار در سیستم‌های تیر – دال

تلاش‌های برشی در دال‌ها و در تیرها در سیستم‌های تیر- دال باید طبق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۱۵ تعیین شود.

۹-۱۰-۱۱ روش پلاستیک

۹-۱۰-۱۱-۱ گستره

۹-۱۰-۱۱-۱-۱ روش طراحی پلاستیک دال‌ها را می‌توان در مورد تمامی دال‌ها، صرف نظر از شکل هندسی و شرایط مرزی آن‌ها، تحت اثر بارهای قائم در حالت حدی نهایی مقاومت به کار برد.

۹-۱۰-۱۱-۱-۲ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی مقاومت مطابق فصل ۸ اطمینان حاصل نمود.

۹-۱۰-۱۱-۱-۳ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به عملکرد مطلوب دال در حالات حدی بهره برداری، تغییر شکل‌ها و ترک خوردگی‌ها، بر طبق ضوابط فصل ۱۹ اطمینان حاصل نمود.

۹-۱۰-۱۱-۲ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۰-۱۱-۲-۱ طراحی پلاستیک را می‌توان به روش‌های زیر انجام داد:

الف- روش نوارها یا روش استاتیکی که راه حل "حد تحتانی" نامیده می‌شود.

ب- روش لولاهای گسیختگی یا روش سینماتیکی که راه حل "حد فوقانی" نامیده می‌شود.

۹-۱۰-۱۱-۲-۲ آرماتور گذاری در دال باید چنان صورت گیرد که نسبت به تامین ظرفیت دورانی مقاطع دال اطمینان حاصل گردد. برای این منظور کافی است نسبت آرماتور کششی در هر امتداد از نصف نسبت مربوط به مقطع متعادل ($0.5\rho_b$)، کم-تر در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۱۱-۲-۳ نسبت لنگرهای خمشی در روی تکیه گاه های پیوسته به لنگرهای خمشی وسط دهانه مربوط نباید کم‌تر از ۰/۵ و بیشتر از ۲ اختیار شود.

۹-۱۰-۱۱-۲-۴ در مواردی که روش طراحی نواری به کار برده می‌شود، بهتر است تابع توزیع لنگرهای خمشی تا حد امکان مطابق با آن چه در تحلیل خطی دال به دست می‌آید، پیش بینی شود. تعیین آرماتور لازم در دال می‌تواند بر اساس تغییر پلاستیکی این توزیع و با تأمین شرایط تعادل صورت گیرد.

۹-۱۰-۱۱-۲-۵ در مواردی که روش طراحی لولاهای گسیختگی به کار برده می شود، باید مکانیزم های گسیختگی محتمل متفاوتی برای دال در نظر گرفته شود و اطمینان حاصل گردد که بار نهایی تعیین شده برای دال حداقل مقدار ممکن می باشد.

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱- گستره

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق غیر پیش تنیده در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارد.

۹-۱۱-۲- کلیات

۹-۱۱-۲-۱ مشخصات بتن و آرماتورهای فولادی باید به گونه‌ای باشد که ضوابط طراحی و دوام مندرج در فصل‌های ۹-۳ و ۹-۴ و پیوست ۹-پ۱ این آیین نامه برآورده شوند. مصالح، طراحی و الزامات قرار گیری اقلام مدفون در بتن باید مطابق ضوابط مندرج در فصل ۹-۴ این آیین نامه باشد.

۹-۱۱-۲-۲ در طراحی تیرها در روش طرح مقاومت، رعایت ضوابط مربوط به پیوستگی که در فصل ۹-۲۱ ذکر شده است، و اطمینان از انتقال کامل نیروها بین بتن و آرماتور الزامی است.

۹-۱۱-۲-۳ تیرهای با نیروی محوریِ $P_u < 0.10 f_c' A_g$، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۹-۷-۴-۲ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

۹-۱۱-۲-۴ پایداری تیر بر اساس فاصله‌ی تکیه گاه‌های جانبی آن تعیین می‌شود. اگر تیری به صورت پیوسته مهار جانبی نداشته باشد، ضوابط (الف) و (ب) باید برقرار باشند:

الف- فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های جانبی نباید از ۵۰ برابر حداقلِ عرض بال فشاری یا وجه فشاری بیش‌تر باشد.

ب- فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های جانبی باید اثرات برون محوری بار را منظور کند.

۹-۱۱-۲-۵- ساخت تیرهای T شکل

۹-۱۱-۲-۵-۱ در ساخت تیرهای T شکل، بال و جان باید به صورت یک پارچه ساخته شوند. در غیر این صورت، لازم است پیوستگی بین جان و بال به طور مناسب تأمین شود.

۹-۱۱-۲-۵-۲ عرض موثر بال باید مطابق ضوابط بخش ۹-۶-۳-۳-۱ باشد.

۹-۱۱-۲-۵-۳ در مواردی که میلگردهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T شکل در نظر گرفته شده است موازی محور طولی تیر باشند، میلگردهایی عمود بر محور تیر باید در بالای دال و بر اساس مقاومت در مقابل بارهای با ضریبی که بر عرض موثر بال به صورت کنسول عمل می‌کنند، مطابق بند ۹-۹-۵-۲-قرار داده شوند. سیستم تیرچه‌های بتنی از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

۹-۱۱-۲-۵-۴ در طراحی پیچشی مقاطع درجا که دال کف، بال تیر را تشکیل می‌دهد، عرضی از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند و در محاسبه‌ی A_{cp}، A_g، و p_{cp} به کار می‌رود، بر اساس موارد (الف) و (ب) اختیار می‌شود:

الف- عرض بیرون زده از دال نسبت به بَر جان که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند، به اندازه‌ی کوچک‌ترین از دو مقدار چهار برابر ضخامت بال و ارتفاع بیرون زده‌ی جان از پایین یا بالای بال (هر کدام که بزرگ‌تر است)، در نظرگرفته شود.

ب- اگر مقادیر A_{cp}^2 / p_{cp} برای مقاطع توپر و A_g^2 / p_{cp} برای مقاطع تو خالی در یک تیر بال‌دار کم‌تر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون بال باشد، از عرض بیرون زده از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند، صرف نظر می‌شود.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ *حداقل ارتفاع تیر*

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4+ f_y / 700)$ ضرب شوند.

۹-۱۱-۲-۶-۳ برای تیرهای ساخته شده با بتن سبک با وزن مخصوص ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلو گرم بر متر مکعب، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در $1.65-0.0003w_c \geq 1.09$ ضرب شوند. هم‌چنین برای تیرهای مرکب بتنی ساخته شده با ترکیبی از بتن معمولی و سبک که در زمان ساخت شمع بندی داشته باشند، و نیز زمانی‌که بتن سبک تحت فشار باشد، همین ضریب اعمال می‌شود.

۹-۱۱-۲-۶-۴ ضخامت کف تمام شده‌ی بتن وقتی در محاسبه‌ی ارتفاع مقطع لحاظ می‌شود که به صورت یک پارچه با تیر ریخته شده باشد، یا طوری طراحی شود که عمل‌کرد مرکب با تیر داشته باشد.

۹-۱۱-۲-۶-۵ در تیرهایی که حداقل ارتفاع ذکر شده در جدول ۹-۱۱-۱ را ندارند، خیزهای آنی و دراز مدت باید مطابق ضوابط خیز ناشی از بارهای ثقلی در مرحله‌ی بهره برداری مطابق فصل ۹-۱۹ محاسبه و کنترل شوند.

۹-۱۱-۲-۶-۶ در تیرهای مرکب بتنی که ضوابط بند ۹-۱۱-۲-۶-۱ را تامین می‌کنند، نیازی به محاسبه‌ی خیزهایی که بعد از مرکب شدن تیر اتفاق می‌افتد، نیست. در این تیرها خیزهایی که قبل از مرکب شدن تیر اتفاق می‌افتد، باید مورد بررسی قرار گیرد؛ مگر آن که عمق تیر قبل از مرکب شدن نیز ضوابط فوق را تامین کند.

۹-۱۱-۳ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۱-۳-۱ مقاومت مورد نیاز در هر مقطع بر اساس لنگر خمشی، نیروی برشی، نیروی محوری (در صورت لزوم) و لنگر پیچشی با ضریب در آن مقطع تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۳-۲ در قطعاتی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک پارچه بتن ریزی می‌شوند، لنگر خمشی، نیروی برشی و لنگر پیچشی در مقاطع روی تکیه‌گاه را می‌توان بر اساس تلاش مورد نظر در بَر تکیه‌گاه در نظر گرفت.

۹-۱۱-۳-۳ حداکثر نیروی برشی نهایی، V_u، در تکیه‌گاه‌ها را برای تمام مقاطعی که در محدوده‌ی بَر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی قرار دارند، می‌توان برای برش V_u در فاصله‌ی d از بَر تکیه‌گاه طراحی نمود؛ به شرط آن که:

الف- عکس العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.

ب- بارها در سطح بالایی عضو و یا نزدیک به آن اعمال شوند.

پ- هیچ بار متمرکزی در محدوده‌ی بَر داخلی تکیه‌گاه تا فاصله‌ی d از بَر تکیه‌گاه اعمال نشود.

۹-۱۱-۳-۴ در صورت عدم استفاده از تحلیل دقیق‌تر، می‌توان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دال‌ها روی تیرهای باربر را با یک توزیع خطی یک‌نواخت، جای‌گزین نمود.

۹-۱۱-۳-۵ تمام مقاطعی را که در فاصله‌ی کم‌تر از d از بَر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان برای لنگر پیچشی T_u در فاصله‌ی d از بَر داخلی تکیه‌گاه طراحی نمود؛ به شرط آن که در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد.

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده می‌شود. در این حالت لازم است اثر لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۱۱-۴ مقاومت طراحی

۹-۱۱-۴-۱ در روش طرح مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگ‌تر یا مساوی با نیروهای داخلی موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی (ضریب‌دار) وارد به سازه باشد (رابطه‌های (۹-۸-۱)). در تعیین مقاومت نهایی مقطع و نیز تعیین بارهای نهایی، ضرایب کاهش مقاومت و نیز ضرایب بار مطابق فصل ۹-۷ این آیین نامه منظور می‌شود.

۹-۱۱-۴-۲ خمش: در صورتی‌که نیروی محوری فشاری با ضریب، $P_u < 0.10 f_c^{'} A_g$ باشد، مقاومت خمشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-الف) و با کنترل $\phi M_n \geq M_u$ تعیین می‌شود. در حالتی که $P_u \geq 0.10 f_c^{'} A_g$ بوده و یا کششی باشد، مقاومت توام خمشی و محوری بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۱-الف) و (۹-۸-۱-ت)، با منظور کردن اثر متقابل لنگر خمشی و بار محوری و با کنترل توام $\phi M_n \geq M_u$ و $\phi P_n \geq P_u$ تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۴-۳ برش: در مقاطع تحت اثر برش، مقاومت برشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-ب) و با کنترل $\phi V_n \geq V_u$ تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۴-۴ در تیرهای بتنی مرکب، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، بر اساس بخش ۹-۱۷-۳-۳ محاسبه می‌شود.

۹-۱۱-۴-۵ پیچش: در مقاطع تحت اثر پیچش، مقاومت پیچشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-پ) و با کنترل $\phi T_n \geq T_u$ تعیین می‌شود. اگر لنگر پیچشی با ضریب از پیچش آستانه‌ی مقطع با منظور کردن ضریب کاهش مقاومت پیچشی کم‌تر باشد، $T_u < \phi T_{th}$، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود و در این حالت نیازی به تامین آرماتور حداقل پیچشی نیست.

۹-۱۱-۴-۶ آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز برای پیچش را باید به آرماتورهای لازم برای برش، خمش و نیروی محوری نهایی که به صورت ترکیبی با پیچش عمل می‌کنند، اضافه نمود.

۹-۱۱-۴-۷ اگر لنگر خمشی طراحی M_u هم‌زمان با لنگر پیچشی طراحی T_u به مقطع وارد شود، سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی لازم در ناحیه‌ی فشاری عضو خمشی را می‌توان به مقدار $\frac{M_u}{\left(0.9df_y\right)}$ کاهش داد؛ ولی نباید از آرماتور حداقل مطابق ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ کم‌تر باشد.

۹-۱۱-۴-۸ در مقاطع توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 3$ (h ارتفاع مقطع و b_t عرض قسمت در بر دارنده‌ی خاموت‌های بسته‌ی پیچشی از مقطع است)، می‌توان از هر روش طراحی جای‌گزین که صحت آن به وسیله‌ی تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، استفاده نمود. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ نمی‌باشد؛ اما الزامات آرماتور گذاری ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۴ و ۹-۱۱-۶-۵-۶ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ باید رعایت شوند.

۹-۱۱-۴-۹ برای مقاطع پیش ساخته‌ی توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 4.5$، می‌توان از یک روش طراحی جای‌گزین و فولاد جان به صورت باز استفاده نمود؛ به شرط آن که صحت آن به وسیله‌ی تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ و نیز رعایت الزامات جزئیات بخش ۹-۱۱-۶-۴ و بندهای ۹-۱۱-۶-۵-۶ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ نمی‌باشد.

۹-۱۱-۵ محدودیت‌های آرماتور گذاری

۹-۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز مواردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جای‌گزینی با کم‌ترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگا پاسکال محدود شود.

$$0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-الف)}$$

$$\frac{1.4}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-ب)}$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

۹-۱۱-۵-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,\min}$، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیش‌تر است، $V_u > 0.08\phi\lambda\sqrt{f_c'}b_w d_c$، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده است؛ که در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل باید $A_{v,\min}$ تامین گردد.

جدول ۹-۱۱-۲ *مواردی که اگر $V_u \le \phi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی لازم نیست*

نوع تیر	شرایط
کم عمق	$h \le 250$ mm
یک پارچه با دال	$h \le \max\{2.5t_f\ ,0.5b_w\}$ و $h \le 600$ mm
ساخته شده با بتن معمولی مسلح به الیاف فولادی و $f_c' \le 40$ MPa	$h \le 600$ mm و $V_u \le \phi 0.17\sqrt{f_c'}b_w d$
سیستم تیرچه‌ی یک طرفه	مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۷

۹-۱۱-۵-۲-۲ اگر بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهد داشت، می‌توان ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ را نادیده گرفت. در این آزمایش‌ها باید اثرات نشست‌های نامساوی، خزش، جمع شدگی و تغییر درجه حرارت محیط بر اساس ارزیابی واقع بینانه‌ای از آن چه در شرایط بهره برداری وجود دارد، در نظر گرفته شود.

۹-۱۱-۵-۲-۳ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشد و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله‌ی s، یعنی $A_{v,\min}/s$ نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد:

$$0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \text{(۹-۱۱-۲-الف)}$$

$$0.35\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \text{(۹-۱۱-۲-ب)}$$

۹-۱۱-۵-۳ حداقل آرماتور پیچشی

۹-۱۱-۵-۳-۱ حداقل آرماتور پیچشی در تمامی مناطقی که $T_u \ge \phi T_{th}$ است، باید تأمین شود.

۹-۱۱-۵-۳-۲ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $(A_v + 2A_t)_{\min}/s$، برابر با بیش‌ترین مقدار (الف) و (ب) که در بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,\min}$، کم‌ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$0.42\frac{\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_{yt}}-\left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-الف)}$$

$$0.42\frac{\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_{yt}}-\left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-ب)}$$

۹-۱۱-۶ جزئیات آرماتور گذاری

۹-۱۱-۶-۱ کلیات

۹-۱۱-۶-۱-۱ پوشش بتن روی آرماتورها باید ضوابط مندرج در فصل ۹-۴ و پیوست ۹-پ۱ این آیین نامه را برآورده سازد. هم‌چنین طول گیرایی و وصله‌ی آرماتورها باید مطابق ضوابط فصل ۹-۲۱ این آیین نامه تعیین شود. در صورت استفاده از گروه میلگردها، ضوابط فصل ۹-۲۱ این آیین نامه باید برقرار باشند.

۹-۱۱-۶-۱-۲ در محاسبه‌ی طول مهاری و وصله‌ی پوششی میلگردهای طولی با $f_y > 550\,\text{MPa}$، پارامتر K_{tr} نباید کم‌تر از $0.5d_b$ اختیار شود.

۹-۱۱-۶-۱-۳ حداقل فاصله‌ی آرماتورها مطابق ضوابط فصل ۹-۲۱ این آیین نامه تعیین می‌شود. فاصله نزدیک‌ترین آرماتورهای طولی گروهی تا وجه کششی نباید از مقادیر ضوابط بخش ۹-۱۹-۳ این آیین نامه بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۶-۱-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h از ۹۰۰ میلی متر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یک‌نواخت در دو وجه تیر در فاصله‌ی $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله‌ی آرماتورهای جلدی نباید از مقدار s بر اساس ضابطه‌های بخش ۹-۱۹-۳ در فصل ۹-۱۹ این آیین نامه بیش‌تر باشد؛ که در آن c_c فاصله‌ی پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر، و یا شبکه‌ی میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

۹-۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی در تیرها

۹-۱۱-۶-۲-۱ نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده برای آرماتورهای هر مقطع از تیر باید در هر طرف آن مقطع با تامین مهاری کافی توسعه یافته و به بتن منتقل شود.

۹-۱۱-۶-۲-۲ در قطعات خمشی، مقاطع بحرانی که در دو سمت آن‌ها کافی بودن مهار آرماتور باید کنترل شود، عبارتند از مقاطع دارای بیش‌ترین تنش، و نیز مقاطعی در طول دهانه‌ی قطعه که در آن‌ها آرماتور کششی قطع یا خم شده دیگر برای مقاومت در مقابل خمش مورد نیاز نیستند.

۹-۱۱-۶-۲-۳ میلگردها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه‌ی مقدار بزرگ‌تر d و $12d_b$ امتداد یابند. رعایت این ضابطه در انتهای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد طره‌ای لازم نیست.

۹-۱۱-۶-۲-۴ میلگردهای کششی ادامه داده شده باید حداقل طول گیرایی l_d را پس از نقطه‌ای که دیگر به میلگردهای قطع یا خم شده برای تحمل خمش نیازی نیست، تامین کنند.

۹-۱۱-۶-۲-۵ آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش نباید در ناحیه‌ی کششی قطع شوند؛ مگر آن که یکی از موارد (الف) تا (پ) این بند تأمین شود:

الف- نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۵۰ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \le (2/3)\phi V_n$.

ب- برای آرماتورهای با قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، مقدار آرماتوری که امتداد می‌یابد، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در خمش برای مقطع محل قطع آرماتور باشد؛ و نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۳۳ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \le (3/4)\phi V_n$.

پ- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0.75d$، آرماتور عرضی به صورت خاموت یا دورگیر اضافه بر آن چه برای تحمل برش و پیچش لازم است، تأمین شود. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $\frac{0.41 b_w s}{f_{yt}}$ باشد. هم‌چنین فاصله‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر در این ناحیه نباید بیش‌تر از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد؛ که β_b نسبت آرماتور قطع شده به کل آرماتور کششی مقطع است.

۹-۱۱-۶-۲-۶ در قطعات خمشی که در آن‌ها تنش در آرماتور کششی مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نمی‌باشد، مانند تیرهای با مقطع متغیر، پلکانی و یا باریک شونده و هم‌چنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، و یا اعضایی که آرماتور کششی با وجه فشاری بتن موازی نیست، باید مهاری مناسب برای میلگردهای کششی تأمین گردد.

۹-۱۱-۶-۲-۷ مهاری آرماتورهای کششی در قطعات خمشی را می‌توان با خم‌کردن آن‌ها در جان تیر، همراه با مهار و یا پیوسته با آرماتورهای وجه مقابل تیر، تامین نمود.

۹-۱۱-۶-۳ قطع آرماتور

۹-۱۱-۶-۳-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند؛ مگر برای تیرهای پیش ساخته که این آرماتورها باید حداقل تا مرکز طول اتکایی در داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند.

۹-۱۱-۶-۳-۲ در سایر تکیه گاه‌ها، حداقل یک چهارم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند. اگر تیر قسمتی از سیستم اصلی مقاوم در مقابل بار جانبی است، چنین میلگردهایی باید در تکیه گاه برای توسعه‌ی تنش تسلیم f_y مهار شوند.

۹-۱۱-۶-۳-۳ در تکیه‌گاه‌های ساده و در نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آن‌ها موارد (الف) و (ب) را تامین کند. در مواردی که آرماتورهای خمشی مثبت فراتر از محور تکیه‌گاه به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی حداقل معادل قلاب استاندارد ختم شوند، نیازی به تامین موارد (الف) یا (ب) نیست.

الف- $l_d \le (1.3M_n / V_u + l_a)$، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد.

ب- $l_d \geq \left(M_n / V_u + l_a\right)$، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور نشده باشد.

در این رابطه، M_n لنگر خمشی اسمی مقطع بوده که بر اساس تسلیم شدن تمام آرماتورهای مقطع محاسبه می‌شود؛ و V_u نیروی برشی نهایی موجود در مقطع است. در تکیه گاه، l_a طول گیرایی از محل محور تکیه‌گاه تا انتهای آن می‌باشد. در نقطه-ی عطف، l_a طول گیرایی پس از نقطه‌ی عطف بوده که برابر با مقدار بزرگ‌تر از d و $12d_b$ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۱-۶-۳-۴ حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی پس از نقطه‌ی عطف، باید حداقل برابر با بزرگ‌ترین مقدار d و $12d_b$ و $l_n / 16$ (یک شانزدهم طول دهانه‌ی خالص) امتداد یابند.

۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۹-۱۱-۶-۴-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک‌نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۰۴۲ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، $0.042\,s$، ولی نه کم‌تر از ۱۰ میلی متر داشته باشند.

۹-۱۱-۶-۴-۲ آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_t + d$ امتداد یابند. آرماتورهای پیچشی طولی باید در هر دو انتهای تیر مهار شوند.

۹-۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

۹-۱۱-۶-۵-۱ آرماتورهای عرضی بر اساس ضوابط این بخش به کار گرفته می‌شوند. در این حالت باید محدود کننده‌ترین ضوابط رعایت شوند. جزئیات اجرای آرماتورهای عرضی باید مطابق ضوابط بخش ۹-۲۱-۶ این آیین نامه انجام شود.

۹-۱۱-۶-۵-۲ برش: در صورت لزوم باید آرماتور برشی توسط خاموت، دورگیر و یا میلگردهای طولی خم شده در مقطع فراهم شود. در این حالت ضوابط ۹-۱۱-۶-۵-۳ تا ۹-۱۱-۶-۵-۵ به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۶-۵-۴ فاصله‌ی بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید به گونه‌ای باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که از وسط مقطع به اندازه‌ی $d/2$ در جهت عکس العمل تکیه‌گاهی به طرف میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل توسط یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹-۱۱-۶-۵-۵ میلگردهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شوند، در صورتی که در ناحیه‌ی کششی امتداد یابند، باید با آرماتورهای طولی ادامه داده شوند؛ و اگر در ناحیه‌ی فشاری امتداد یابند، باید به اندازه‌ی طول گیرایی $d/2$ از وسط ارتفاع مقطع مهار شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۶ *پیچش:* در صورت لزوم، آرماتورهای پیچشی عرضی می‌توانند باید به صورت خاموت‌های بسته مطابق بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ و یا دورگیر باشند. در این حالت ضوابط ۹-۱۱-۶-۵-۷ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۷ آرماتورهای پیچشی عرضی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_t + d$ امتداد یابند.

۹-۱۱-۶-۵-۸ فاصله‌ی بین آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیش‌تر از دو مقدار $p_h / 8$ و ۳۰۰ میلی متر اختیار شود.

۹-۱۱-۶-۵-۹ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله‌ی محورهای اضلاع خاموت بسته‌ی پیچشی تا وجه داخلی مقطع نباید کم‌تر از $0.5A_{oh} / p_h$ باشد.

۹-۱۱-۶-۵-۱۰ تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری: آرماتورهای عرضی باید در سرتاسر فاصله‌ای که آرماتورهای طولی فشاری مورد نیاز است، تأمین شوند. تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی فشاری باید با استفاده از خاموت‌های بسته یا دورگیر تأمین گردد. در این حالت ضوابط ۹-۱۱-۶-۵-۱۱ تا ۹-۱۱-۶-۵-۱۳ به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۱۱ اندازه‌ی آرماتورهای عرضی باید حداقل موارد (الف) یا (ب) باشد. امکان استفاده از سیم‌های آجدار یا جوش شده با مساحت معادل وجود دارد.

الف- آرماتور به قطر ۱۰ میلی متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۲ میلی متر و کوچک‌تر

ب- آرماتور به قطر ۱۲ میلی متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۶ میلی متر و بزرگ‌تر و نیز برای گروه میلگردهای طولی

۹-۱۱-۶-۵-۱۲ فاصله‌ی آرماتورهای عرضی که به عنوان تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری به کار می‌رود، نباید از حداقل مقادیر (الف) تا (پ) بیش‌تر باشد:

الف- ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی؛

ب- ۴۸ برابر قطر آرماتور عرضی؛

پ- کوچک‌ترین بعد مقطع تیر.

۹-۱۱-۶-۵-۱۳ نحوه‌ی چیدمان آرماتورهای طولی فشاری باید به گونه‌ای باشد که تمام میلگردهای فشاری در گوشه‌های عضو با آرماتورهای عرضی با زاویه‌ی خم حداکثر ۱۳۵ درجه نگه داری شوند. فاصله‌ی آزاد میلگردهای طولی غیر واقع در گوشه‌ی میلگرد عرضی تا میلگردهای طولی نگه داری شده‌ی مجاور، نباید از ۱۵۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۶-۶ آرماتورهای یک پارچگی سازه‌ای در تیرهای درجا

۹-۱۱-۶-۶-۱ برای تیرهای واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای یک پارچگی سازه‌ای بر اساس ضوابط (الف) تا (پ) اختیار می‌شود:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کم‌تر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

ب- حداقل یک ششم آرماتورهای لنگر منفی در تکیه‌گاه، ولی نه کم‌تر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

پ- آرماتورهای طولی یک پارچگی سازه باید با خاموت‌های بسته یا دورگیر در طول دهانه‌ی آزاد تیر محصور شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۲ برای تیرهای غیر واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای یک پارچگی سازه بر اساس بندهای (الف) و (ب) اختیار می‌شود:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کم‌تر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

ب- آرماتورهای طولی یک پارچگی سازه با خاموت‌های بسته مطابق بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ و یا دورگیر در طول دهانه‌ی آزاد تیر محصور شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۳ آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای باید از ناحیه‌ی احاطه شده توسط آرماتورهای طولی ستون عبور کنند.

۹-۱۱-۶-۶-۴ آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای در تکیه‌گاه‌های غیر پیوسته باید به طور کامل مهار شوند تا آرماتورهای مقطع در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسند.

۹-۱۱-۶-۶-۵ اگر وصله برای آرماتورهای یک‌پارچگی سازه‌ای مورد نیاز باشد، آرماتورها باید بر اساس موارد (الف) و (ب) وصله شوند:

الف- آرماتورهای لنگر خمشی مثبت در تکیه‌گاه و یا مجاورت آن وصله شوند.

ب- آرماتورهای لنگر خمشی منفی در وسط دهانه و یا مجاورت آن وصله شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۶ وصله‌ی آرماتورهای یک پارچگی باید به صورت تمام مکانیکی، تمام جوشی، و یا وصله‌ی پوششی کششی از نوع B باشد.

۹-۱۱-۷ سیستم تیرچه‌ی یک طرفه

۹-۱۱-۷-۱ کلیات

۹-۱۱-۷-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی بتنی یک طرفه متشکل از ترکیب یک پارچه‌ای از تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است که برای باربری در یک راستا طراحی شده است.

۹-۱۱-۷-۱-۲ ضوابط و محدودیت‌های تیرچه‌ی بتنی در بخش ۹-۱۱-۷-۲ بیان شده است. علاوه بر این ضوابط، تیرچه‌ی خرپایی و تیرچه‌ی پیش تنیده باید به ترتیب با استانداردهای ملی شماره‌ی ۱-۲۹۰۹ و ۳-۲۹۰۹ مطابقت داشته باشد.

۹-۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط

۹-۱۱-۷-۲-۱ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد. ارتفاع کل تیرچه نباید بیش‌تر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیش‌تر از مقدار ذکر شده در فصل ۹-۸ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۹-۱۱-۷-۲-۳ به منظور تأمین یک پارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

۹-۱۱-۷-۲-۴ میلگردهای عمود بر تیرچه در دال فوقانی باید بر اساس خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز محتمل تأمین شود. ضوابط حداقل و فواصل این میلگردها بر اساس ضوابط آرماتور افت و حرارت مطابق بخش ۹-۱۹-۴ تعیین می-شود.

۹-۱۱-۷-۲-۵ سیستم تیرچه‌های یک طرفه که مشمول ضوابط بندهای ۹-۱۱-۷-۱-۱ و ۹-۱۱-۷-۲-۱ نمی‌شوند، باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شوند.

۹-۱۱-۷-۲-۶ در سیستم‌هایی که از اجزای پر کننده‌ی دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه‌ی بتن تیرچه‌ها است، باید ضوابط (الف) و (ب) به صورت زیر را اعمال نمود.

الف- ضخامت دال روی اجزای پر کننده نباید از یک دوازدهم فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها و ۴۰ میلی متر کم‌تر اختیار شود.

ب- می‌توان از مقاومت جداره‌های قائم این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند، در محاسبه‌ی مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده نمود. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پر کننده در مقاومت سیستم صرف نظر می‌شود.

۹-۱۱-۷-۲-۷ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود، و نیز در حالتی که اجزای پر کننده مشمول ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۷-۲-۶ نمی‌شوند، ضخامت دال نباید از یک دوازدهم فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها و ۵۰ میلی متر کم‌تر باشد.

۹-۱۱-۸ تیرهای عمیق

۹-۱۱-۸-۱ کلیات

۹-۱۱-۸-۱-۱ تیرهای عمیق اعضایی هستند که در یک وجه تحت بار قرار گرفته و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند؛ به طوری‌که امکان به وجود آمدن المان‌های فشاری "بست" از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها وجود داشته باشد؛ و نیز حداقل یکی از ضوابط (الف) یا (ب) برقرار باشند:

الف- نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع کل مقطع، l_n / h، بیش‌تر از ۴ نباشد.

ب- در محدوده‌ی $2h$ از بَر تکیه‌گاه، بارهای متمرکز اعمال شده باشند.

۹-۱۱-۸-۱-۲ طراحی تیرهای عمیق با در نظر گرفتن توزیع غیر خطی کرنش طولی در ارتفاع مقطع تیر انجام می‌شود. روش بست و بند بر اساس ضوابط پیوست ۹-پ۳ این آیین نامه برای منظور کردن توزیع غیر خطی کرنش مناسب تلقی می-شوند.

۹-۱۱-۸-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتور گذاری تیرهای عمیق

۹-۱۱-۸-۲-۱ ابعاد مقطع تیرهای عمیق (مگر در مواردی که در ضوابط روش بست و بند در پیوست ۹-پ۳ مشخص شده است)، باید به گونه‌ای انتخاب شود که رابطه‌ی زیر برقرار باشد:

$$V_u \le \phi 0.83\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad (۹-۱۱-۴)$$

۹-۱۱-۸-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v، حداقل باید $0.0025b_w s$ باشد؛ که در آن s، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh}، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2، فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی است.

۹-۱۱-۸-۲-۳ حداقل آرماتورهای خمشی کششی در تیر عمیق بر اساس بند ۹-۱۱-۵-۱ تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۸-۲-۴ پوشش بتن در تیر عمیق بر اساس ضوابط فصل ۹-۴ تعیین می‌شود. حداقل فاصله‌ی آرماتورهای طولی مجاور بر اساس محدودیت فاصله‌ی میلگردهای طولی تیر مطابق بخش ۹-۲۱-۲-۱، تعیین می‌گردد.

۹-۱۱-۸-۲-۵ فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۸-۲-۶ طول گیرایی آرماتورهای کششی در تیر عمیق بر اساس توزیع تنش در آرماتورهایی که مستقیما تابع لنگر خمشی نیستند، مطابق بند ۹-۱۱-۶-۲-۶ انجام می‌شود.

۹-۱۱-۸-۲-۷ در تکیه‌گاه‌های ساده، آرماتورهای کششی لنگر مثبت باید طوری مهار شوند که میلگرد بتواند در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد. اگر تیر عمیق بر اساس مدل‌های بست و بند طراحی شده باشد، آرماتورهای کششی ناشی از لنگر خمشی مثبت باید مطابق ضوابط بند ۹-پ۳-۵-۲ از پیوست ۹-پ۳ مهار شوند.

۹-۱۱-۸-۲-۸ در تکیه‌گاه‌های داخلی تیرهای عمیق، ضوابط (الف) و (ب) باید برقرار باشند:

الف- آرماتورهای کششی لنگر خمشی منفی باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته باشد.

ب- آرماتورهای کششی لنگر خمشی مثبت باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته بوده و یا به آن‌ها وصله شده باشد.

۹-۱۲ ستون‌ها

۹-۱۲-۱ گستره

۹-۱۲-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی ستون‌های بتن آرمه در حالت نهایی مقاومت اختصاص دارد و شامل ستون پایه بتن آرمه نیز می‌شود.

۹-۱۲-۲ کلیات و محدودیت‌ها

۹-۱۲-۲-۱ مشخصات بتن و آرماتورهای فولادی باید به گونه‌ای باشد که ضوابط طراحی و دوام مندرج در فصل ۹-۳ و فصل ۹-۴ و نیز پیوست ۹-پ۱ این آیین نامه را برآورده سازند.

۹-۱۲-۲-۲ در طراحی ستون‌ها در حالت نهایی مقاومت، رعایت ضوابط فصل ۹-۲۱ مربوط به پیوستگی، و اطمینان از انتقال کامل نیروها بین بتن و آرماتور الزامی است.

۹-۱۲-۲-۳ در بتن ریزی درجا، اتصالات تیر-ستون و دال-ستون باید از ضوابط فصل ۹-۱۶ پیروی کند. در سیستم پیش ساخته، اتصالات باید الزامات انتقال نیرو را بر اساس ضوابط فصل ۹-۱۷ برآورده نمایند. هم‌چنین کلیه‌ی اتصالات ستون به شالوده، باید ضوابط فصل ۹-۱۷ را تامین کنند.

۹-۱۲-۲-۴ در ستون‌های با مقطع مربع یا چند ضلعی منتظم و اشکال مشابه، به جای منظور کردن مقطع کل در طراحی، می‌توان مساحت ناخالص مقطع، مقدار آرماتور مورد نیاز و مقاومت طراحی را بر اساس یک مقطع دایروی با بزرگ‌ترین قطری که بتواند در داخل آن شکل محاط شود، تعیین نمود.

۹-۱۲-۲-۵ در ستون‌هایی که مقطع آن‌ها بزرگ‌تر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر است، مساحت کل مقطع، آرماتورهای مورد نیاز و مقاومت طراحی را می‌توان بر اساس مساحت مؤثر کاهش یافته که کم‌تر از نصف مساحت کل نباشد، در نظر گرفت. این بند برای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه و یا ستون‌هایی که بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروهای زلزله نبوده و بر اساس ضوابط فصل ۹-۲۰ این آیین نامه طراحی شده‌اند، قابل اجرا نمی‌باشد.

۹-۱۲-۲-۶ اگر یک ستون به صورت یک پارچه با دیوار بتنی ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلی متر خارج از فولادهای عرضی ستون را می‌توان در محاسبه‌ی مقطع مؤثر آن در نظر گرفت.

۹-۱۲-۲-۷ برای ستون‌های با دو یا چند دورپیچ متداخل، سطح مقطع مؤثر ستون باید بر اساس فاصله‌ای برابر حداقل پوشش بتنی مورد نیاز در خارج از دورپیچ‌ها محاسبه شود.

۹-۱۲-۲-۸ در صورتی که در یک ستون سطح مقطع موثر کاهش یافته بر اساس بندهای ۹-۱۲-۲-۵ تا ۹-۱۲-۲-۷ منظور شود، آنالیز سازه و طراحی سایر قسمت‌های سازه که با آن ستون مرتبط هستند، باید بر اساس سطح مقطع واقعی ستون انجام پذیرد.

۹-۱۲-۳ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۲-۳-۱ مقاومت مورد نیاز با در نظر گرفتن اصول تحلیل و طراحی سازه‌ها که در فصل ۹-۶ ذکر شد، و بر اساس ترکیب-

های بارگذاری فصل ۹-۷ این آیین نامه تعیین می‌شود.

۹-۱۲-۳-۲ بار محوری با ضریب و لنگر خمشی با ضریب، P_u و M_u، که در هر ترکیب بارگذاری قابل کاربرد به طور هم زمان حاصل می‌شوند، باید به عنوان مقاومت مورد نیاز در نظر گرفته شوند.

۹-۱۲-۴ مقاومت طراحی

۹-۱۲-۴-۱ برای هر ترکیب بار قابل کاربرد، مقاومت طراحی در همه‌ی مقاطع ستون باید رابطه‌ی عمومی (۹-۱-۱) به صورت $\phi S_n \geq U$ را تامین کند. بدین ترتیب رابطه‌های تفصیلی (۹-۸-۱) باید برقرار بوده و عمل توام بین تاثیرات بار منظور گردد. ضرایب کاهش مقاومت، ϕ، بر اساس جدول ۹-۷-۲ تعیین می‌شوند.

۹-۱۲-۴-۲ مقاومت محوری اسمی و مقاومت خمشی اسمی، P_n و M_n، بر اساس فرضیات و ضوابط بخش ۹-۸-۳ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۲-۴-۳ مقاومت برشی اسمی و مقاومت پیچشی اسمی ستون، V_n و T_n، به ترتیب بر اساس ضوابط بخش ۹-۸-۴ و بخش ۹-۸-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتور

۹-۱۲-۵-۱ در ستون‌های بتنی، مساحت آرماتورهای طولی نباید کم‌تر از ۱ درصد و بیش‌تر از ۸ درصد سطح مقطع ناخالص آن، A_g، باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شوند.

۹-۱۲-۵-۲ در هر ناحیه‌ای از ستون که $V_u > 0.5\phi V_c$ باشد، لازم است حداقل فولاد برشی در آن ناحیه فراهم شود. حداقل آرماتور برشی، $A_{v,\min}$ مقدار بزرگ‌تر از موارد (الف) و (ب) به صورت زیر است:

$$0.062\sqrt{f_c'}\,\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \text{(۹-۱۲-۱-الف)}$$

$$0.35\,\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \text{(۹-۱۲-۱-ب)}$$

۹-۱۲-۶ جزئیات آرماتور گذاری

۹-۱۲-۶-۱ کلیات

۹-۱۲-۶-۱-۱ پوشش بتن روی بیرونی‌ترین میلگرد بر اساس ضوابط فصل ۹-۴ تعیین می‌شود.

۹-۱۲-۶-۱-۲ طول مهاری آرماتورها بر اساس ضوابط فصل ۹-۲۱ تعیین می‌گردد.

۹-۱۲-۶-۱-۲۱-۳ در محاسبه‌ی طول مهاری و وصله‌ی پوششی میلگردهای طولی با $f_y > 550\,\text{MPa}$، پارامتر K_{tr} نباید کم‌تر از $0.5d_b$ اختیار شود.

۹-۱۲-۶-۱-۴ استفاده از آرماتورهای گروهی در ستون مجاز بوده و ضوابط آن بر اساس بخش ۹-۲۱-۵ تعیین می‌شود.

۹-۱۲-۶-۱-۵ فاصله‌ی حداقل آرماتورهای مجاور بر اساس ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۱ تعیین می‌گردد.

۹-۱۲-۶-۲ آرماتورهای طولی

۹-۱۲-۶-۲-۱ حداقل تعداد میلگردهای طولی در ستون بر اساس موارد زیر تعیین می‌شود:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی: ۳ عدد؛

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مستطیلی یا دایروی: ۴ عدد؛

پ- میلگردهای داخل دورپیچ و یا در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه محصور شده با دورگیرهای دایروی: ۶ عدد.

۹-۱۲-۶-۳- آرماتور طولی خم شده

۹-۱۲-۶-۳-۱ شیب قسمت مایل یک آرماتور طولی خم شده (میلگرد غیر هم امتداد) نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ بیش‌تر باشد. بخش‌های بالا و پایین قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

۹-۱۲-۶-۳-۲ اگر وجه ستون یا دیوار بیش از ۷۵ میلی متر پس رفتگی یا پیش آمدگی داشته باشد، آرماتورهای طولی امتداد یافته نباید به صورت خم شده استفاده شوند. در این حالت در محل پس رفتگی باید آرماتورهای انتظار مجزا و وصله‌ی پوششی به منظور اتصال به آرماتورهای وجوه عقب رفته فراهم گردد. در هر حال باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در محل تغییر مقطع رعایت شوند.

۹-۱۲-۶-۴ وصله‌ی آرماتور طولی ستون

۹-۱۲-۶-۴-۱ استفاده از وصله‌های پوششی، مکانیکی، جوشی سَر به سَر و اتکایی در ستون‌ها مجاز است. وصله‌ی آرماتورها باید الزامات تمام ترکیب‌های بارگذاری را تامین نموده و منطبق با ضوابط بخش ۹-۲۱-۴ باشد. در صورت لزوم، ضوابط وصله بر اساس الزامات فصل ۹-۲۰ نیز باید رعایت گردد.

۹-۱۲-۶-۴-۲ اگر نیروی میلگردها در اثر بارهای ضریب‌دار اعمالی فشاری باشد، استفاده از وصله‌های پوششی فشاری مجاز است. طول وصله‌ی پوششی فشاری را می‌توان بر اساس موارد (الف) یا (ب) کاهش داد؛ اما این طول در هر حال نباید کم‌تر از ۳۰۰ میلی متر باشد:

الف- برای ستون‌های با تنگ که در ناحیه‌ی وصله‌ی پوششی، سطح مقطع مؤثر آرماتورهای عرضی در هر دو جهت حداقل برابر با $0.0015hs$ باشد، طول وصله‌ی پوششی را می‌توان در ضریب ۰/۸۳ ضرب نمود. در محاسبه‌ی سطح مؤثر تنگ‌ها، تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود بر امتداد h منظور می‌شود.

ب- برای ستون‌های با دورپیچ، طول وصله‌ی پوششی را می‌توان در ضریب ۰/۷۵ ضرب نمود.

۹-۱۲-۶-۴-۳ اگر نیروی ایجاد شده در میلگرد طولی ستون در اثر بارهای با ضریب کششی باشد، طول وصله‌ی پوششی باید در کشش تعیین شود. در این حالت اگر تنش کششی آرماتور حداکثر $0.5f_y$ بوده و تعداد میلگردهایی که در یک مقطع وصله می‌شوند، حداکثر نصف میلگردهای کششی باشد، و در ضمن وصله‌های پوششی میلگردهای مجاور حداقل معادل l_d در طول ستون فاصله داشته باشند، وصله از نوع A محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با l_d اختیار شود. در غیر این

صورت، وصله از نوع B محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ در نظر گرفته شود. در هر حال طول وصله نباید کم‌تر از ۳۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۲-۶-۴-۴ اگر نیروی میلگرد طولی ستون در همه‌ی ترکیبات بار فشاری باشد، استفاده از وصله‌های اتکایی مجاز خواهد بود؛ به شرط آن که وصله‌ی آرماتورهای طولی ستون در مقاطع مختلف انجام شود؛ و یا در محل وصله، از میلگردهای اضافی استفاده شود؛ به طوری که حداقل مقاومت کششی میلگردهایی که در هر وجه ستون در محل وصله امتداد می‌یابند، معادل حاصل ضرب $0.25f_y$ در سطح مقطع تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

۹-۱۲-۶-۵ آرماتورهای عرضی

۹-۱۲-۶-۵-۱ آرماتورهای عرضی باید محدود کننده‌ترین الزامات فاصله‌ی آرماتورها را برآورده سازد. جزئیات میلگردهای عرضی باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۶-۱ تا ۹-۲۱-۶-۳ باشد.

۹-۱۲-۶-۵-۲ لازم است آرماتورهای طولی با استفاده از تنگ‌ها، دورگیرها و یا دورپیچ‌ها مطابق بند ۹-۱۲-۶-۶ به صورت جانبی مهار شوند؛ مگر آن که آزمایش‌ها و تحلیل‌های سازه‌ای نشان دهد که مقاومت کافی و امکان اجرا وجود دارد.

۹-۱۲-۶-۵-۳ اگر پیچ‌های مهاری در قسمت بالای ستون یا ستون پایه (پدستال) تعبیه شوند، باید توسط آرماتورهای عرضی که حداقل ۴ آرماتور طولی ستون یا ستون پایه را در بر گرفته است، محصور شوند. آرماتورهای عرضی به صورت تنگ یا دورگیر باید در طول ۱۲۵ میلی متری قسمت بالای ستون یا ستون پایه توزیع شوند و حداقل شامل ۲ آرماتور به قطر ۱۲ میلی متر و یا ۳ آرماتور به قطر ۱۰ میلی متر باشند.

۹-۱۲-۶-۵-۴ اگر جهت اتصال ستون یا پدستال به یک جزء پیش ساخته در انتها از کوپلر مکانیکی و یا میلگردهای ادامه یافته استفاده می‌شود، آن‌ها باید توسط میلگردهای عرضی احاطه شوند. میلگردهای عرضی باید حداقل در طول ۱۲۵ میلی متر از انتهای ستون یا پدستال توزیع شده و شامل حداقل ۲ آرماتور به قطر ۱۲ میلی متر و یا ۳ آرماتور به قطر ۱۰ میلی متر به صورت تنگ و یا دورگیر باشند.

۹-۱۲-۶-۶ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۲-۶-۶-۱ در هر طبقه، فاصله‌ی اولین تنگ یا دورگیر ستون از سطح بالای شالوده یا دال، نباید بیش‌تر از نصف فواصل تعیین شده برای تنگ‌ها یا دورگیرها باشد.

۹-۱۲-۶-۶-۲ در هر طبقه، فاصله‌ی آخرین تنگ یا دورگیر ستون از زیر پایین‌ترین میلگردهای افقی دال، پهنه (کتیبه)، و یا کلاهک برشی، نباید بیش‌تر از نصف فواصل تعیین شده برای تنگ‌ها یا دورگیرها باشد. در صورت اتصال تیر یا نشیمن (دستک) به کلیه‌ی وجوه ستون، می‌توان بالاترین تنگ یا دورگیر را در مقطعی به فاصله‌ی حداکثر ۷۵ میلی متر از زیر پایین‌ترین میلگرد افقی در کم ارتفاع‌ترین تیر یا دستک متوقف نمود.

۹-۱۲-۶-۶-۳ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه‌ی فوقانی امتداد یابند.

۹-۱۲-۶-۶-۴ در هر طبقه، قسمت بالای دورپیچ باید مطابق جدول ۹-۱۲-۱ باشد.

۹-۱۲-۶-۶-۵ هر جا آرماتورهای طولی انحراف داشته باشند، لازم است برای آن‌ها در محل خم با به کار گیری تنگ، دورگیر، دورپیچ و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف، تکیه‌گاه افقی فراهم شود؛ این تکیه‌گاه باید برای نیرویی معادل ۱/۵ برابر مؤلفه‌ی افقی نیروی محاسباتی قسمت مایل میلگردهای با انحراف، طراحی شوند. فاصله‌ی چنین میلگردهای عرضی به صورت تنگ بسته، دورگیر و دورپیچ، نباید از نقاط خم شده‌ی میلگرد با انحراف، بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۲-۶-۷ آرماتور عرضی برشی

۹-۱۲-۶-۷-۱ در صورت لزوم می‌توان در ستون از فولاد برشی به صورت تنگ، دورگیر و یا دورپیچ استفاده نمود.

۹-۱۲-۶-۷-۲ فاصله‌ی حداکثر آرماتورهای برشی ستون اگر $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر ، و اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر است.

جدول ۹-۱۲-۱ *الزامات امتداد دورپیچ در بالای ستون*

وضعیت انتهای ستون	الزامات امتداد دورپیچ
درصورت اتصال تیر یا دستک به کلیه‌ی وجوه ستون	امتداد تا تراز پایین‌ترین آرماتورهای افقی، در اعضایی که دارای تکیه‌گاه فوقانی هستند.
در صورت عدم اتصال تیر یا دستک به کلیه‌ی وجوه ستون	امتداد تا تراز پایین‌ترین آرماتورهای افقی در اعضایی که دارای تکیه‌گاه فوقانی هستند. آرماتور عرضی اضافی پس از محل قطع فوقانی دورپیچ‌ها تا قسمت پایین دال، پهنه، و کلاهک برشی امتداد می‌یابد.
ستون‌های با سر ستون	امتداد تا ترازی که قطر یا عرض سر ستون دو برابر قطر یا عرض ستون باشد.

۹-۱۳ دیوارها

۹-۱۳-۱ گستره

۹-۱۳-۱-۱ ضوابط این فصل باید در طراحی دیوارهای بتن آرمه رعایت شوند.

۹-۱۳-۱-۲ طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد باید براساس فصل ۹-۲۰ انجام شود.

۹-۱۳-۱-۳ طراحی دیوارهای حائل طره‌ای باید براساس فصل ۹-۱۵ انجام شود.

۹-۱۳-۱-۴ طراحی دیوارها به عنوان تیر روی زمین باید براساس ضوابط فصل ۹-۱۵ انجام شود. در صورتیکه این دیوارها مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۸ از نوع تیر عمیق باشند، باید ضوابط بند ۹-۱۱-۸ در مورد آن‌ها رعایت شود.

۹-۱۳-۲ کلیات

۹-۱۳-۲-۱ در طراحی دیوارها باید کلیه مشخصات بتن و آرماتورها و نیز قطعات مدفون در بتن بر طبق الزامات فصول ۹-۳ و ۹-۴ این مبحث باشند.

۹-۱۳-۲-۲ طول افقی دیوار که به عنوان ناحیه موثر برای تحمل هر یک از بارهای متمرکز وارد بر دیوار در نظر گرفته می‌شود، نباید از پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر و یا از فاصله مرکز تا مرکز بارهای متمرکز تجاوز کند. طول افقی موثر باربری اتکایی نباید خارج از درزهای قائم دیوار قرار گیرد، مگر آنکه براساس طراحی صورت گرفته، انتقال نیروها به نحو مناسبی در درزها صورت پذیرد.

۹-۱۳-۲-۳ در دیوارهای پیش‌ساخته، اتصال قطعات به یکدیگر باید بر اساس بند ۹-۱۷-۵ صورت گیرد.

۹-۱۳-۲-۴ اتصال دیوارها به شالوده‌ها باید براساس بند ۹-۱۷-۲ صورت گیرد.

۹-۱۳-۲-۵ برای تامین پایداری دیوارها باید آن‌ها را در قطعات متقاطع مجاور مانند کف‌ها، بام‌ها، ستون‌ها، پشت‌بندهای دیواری، ستون‌های دیواری، دیوارهای متقاطع و شالوده‌ها مهار کرد.

۹-۱۳-۳ حداقل ضخامت دیوار

۹-۱۳-۳-۱ ضخامت دیوارها نباید کمتر از مقادیر زیر درنظر گرفته شود. استفاده از ضخامت‌های کمتر تنها در شرایطی که تحلیل سازه بیانگر مقاومت و پایداری کافی دیوار زیر اثر بارهای وارده باشد، مجاز می‌باشد.

الف- دیوارهای باربر و دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری کم: $\frac{۱}{۲۵}$ حداقل مقدار بین طول مهار نشده، ارتفاع مهار نشده دیوار و ۱۰۰ میلی‌متر ، هرکدام که بزرگتر باشد. این محدودیت فقط در مورد دیوارهای باربری صدق می‌کند که با روش ساده شده بند ۹-۱۳-۵-۲ طراحی شده باشند.

ب- دیوارهای غیر باربر: $\frac{۱}{۳۰}$ حداقل مقدار طول مهار نشده و ارتفاع مهار نشده دیوار، و ۱۰۰ میلی‌متر، هرکدام که بزرگتر باشد.

پ- دیوارهای بیرونی زیرزمین‌ها و دیوارهای شالوده و سایر دیوارهایی که دائماً در تماس با خاک قرار دارند: ۲۰۰ میلی‌متر. این محدودیت فقط در مواردی صدق می‌کند که با روش ساده شده بند ۹-۱۳-۵-۲ طراحی شده باشند.

۹-۱۳-۴ تلاش‌های طراحی

۹-۱۳-۴-۱ کلیات

۹-۱۳-۴-۱-۱ دیوارها باید برای تمامی بارهایی که به آن‌ها وارد می‌شوند، از جمله بارهای با برون محوری و بارهای جانبی، طراحی شوند.

۹-۱۳-۴-۱-۲ تلاش‌های طراحی در دیوارها باید برای بارهای نهایی، براساس ضوابط فصل۹-۷، و تحلیل سازه با منظور داشتن الزامات فصل ۹-۶ تعیین شوند.

۹-۱۳-۴-۱-۳ اثرات لاغری در دیوارها باید براساس ضوابط بندهای ۹-۶-۵-۴، ۹-۶-۶ و یا ۹-۶-۷ تعیین شوند. در دیوارهای مشمول ضوابط بند ۹-۱۳-۸ می‌توان اثرات لاغری خارج از صفحه را براساس الزامات آن بند تعیین نمود.

۹-۱۳-۴-۲ لنگر و نیروی محوری نهایی

۹-۱۳-۴-۲-۱ دیوارها باید برای حداکثر لنگر خمشی نهایی، M_u ، که ممکن است همراه با نیروهای محوری نهایی، P_u ، در هر یک از ترکیبات بارگذاری، به دیوار وارد شود، طراحی گردند. مقدار بار محوری نهایی با برون محوری، نباید بیشتر از $\phi P_{n,max}$ مطابق فصل ۹-۸ باشد. مقدار ضریب ϕ باید برای مقاطع فشار-کنترل در جدول ۹-۷-۲ تعیین شود. لنگر خمشی طراحی M_u باید براساس اثرات لاغری موضوع بندهای ۹-۶-۵-۴، ۹-۶-۶ و یا ۹-۶-۷ تشدید شده باشد.

۹-۱۳-۴-۳ تلاش برشی نهایی

۹-۱۳-۴-۳-۱ دیوارها باید برای حداکثر برش داخل صفحه V_u و نیز برش خارج از صفحه V_u طراحی شوند.

۹-۱۳-۵ مقاومت طراحی

۹-۱۳-۵-۱ کلیات

۹-۱۳-۵-۱-۱ طراحی دیوارها در کلیه مقاطع باید بر اساس تامین روابط ۹-۸-۱-الف، ۹-۸-۱-ب و ۹-۸-۱-ت ، و اعمال اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در هر ترکیب بار، صورت گیرد. مقدار ضریب ϕ براساس ضوابط فصل ۹-۷ تعیین می‌شود.

۹-۱۳-۵-۲ طراحی برای بار محوری و لنگر خمشی داخل یا خارج صفحه

۹-۱۳-۵-۲-۱ در دیوارهای باربر، مقاومت اسمی محوری P_n و مقاومت اسمی خمشی M_n، داخل یا خارج از صفحه، را می‌توان مطابق با ضوابط فصل ۹-۸ محاسبه نمود. به عنوان یک روش جایگزین؛ در دیوارهای زیر اثر بار محوری و لنگر خمشی خارج از صفحه، طراحی را می‌توان براساس رابطه ساده‌شده بندهای ۹-۱۳-۵-۲-۳ و ۹-۱۳-۵-۲-۴ انجام داد.

۹-۱۳-۵-۲-۲ در دیوارهای غیرباربر، که در آن‌ها بار محوری قابل ملاحظه نیست، M_n را باید براساس ضابطه بند ۹-۸-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۳-۵-۲-۳ در دیوارهای با مقطع مربع مستطیل توپر که در آن‌ها برون محوری برآیند بارهای ضریب‌دار، کمتر از یک-ششم ضخامت دیوار است، می‌توان مقاومت اسمی مقطع، P_n، را با استفاده از رابطه تجربی زیر تعیین نمود.

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \textbf{(۹-۱۳-۱)}$$

در این رابطه، k ضریب طول موثر دیوار در جهت خارج از صفحه است که باید به شرح زیر تعیین شود.

الف- در دیوارهای مهارشده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش حول یک یا هر دو انتها جلوگیری شده باشد: k=۰/۸

ب- در دیوارهای مهارشده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پائین که در آنها از چرخش حول دو انتها (بالا و پائین دیوار) جلوگیری نشده باشد: k=۱/۰

پ- در دیوارهای مهارنشده در مقابل حرکت جانبی: k=۲/۰

۹-۱۳-۵-۲-۴ ضریب ϕ که در P_n ضرب می‌شود، باید برای مقاطع فشار-کنترل در جدول ۹-۷-۲ تعیین شود.

۹-۱۳-۵-۲-۵ آرماتورگذاری در دیوارها نباید کمتر از مقادیر تعیین‌شده در بند ۹-۱۳-۶ درنظر گرفته شود.

۹-۱۳-۵-۳ طراحی برای برش داخل صفحه

۹-۱۳-۵-۳-۱ مقاومت برشی اسمی داخل صفحه دیوارها، V_n، باید براساس ضوابط بندهای ۹-۱۳-۵-۳-۲ تا ۹-۱۳-۵-۳-۵ محاسبه شود. برای دیوارهای با $h_w / l_w < 2$، طراحی برای برش داخل صفحه را می‌توان براساس روش خرپایی موضوع پیوست ۹-پ۳ نیز انجام داد. در تمام موارد، آرماتورگذاری دیوارها باید محدودیت‌های بند ۹-۱۳-۶ و فواصل میلگردها محدودیتهای بندهای ۹-۱۳-۷-۲ و ۹-۱۳-۷-۴ را تامین نماید.

۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیشتر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.

۹-۱۳-۵-۳-۳ مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv} \qquad (۹-۱۳-۲)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیواریی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۹-۱۳-۵-۳-۴ در دیوارهای تحت اثر نیروی محوری خالص کششی، مقدار ضریب α_c در رابطه (۹-۱۳-۲) بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha_c = 0.17\left(1 + 0.29\frac{N_u}{A_g}\right) \geq 0 \qquad (۹-۱۳-۳)$$

علامت N_u برای کشش، منفی در نظرگرفته می‌شود.

۹-۱۳-۵-۳-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیشتر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ و در هریک از قطعات به تنهایی نباید بیشتر از $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری، و A_{cw}، سطح مقطع هرقطعه دیواری میباشد.

۹-۱۳-۵-۴ طراحی برای برش خارج از صفحه

۹-۱۳-۵-۴-۱ مقاومت برش اسمی خارج از صفحه دیوارها، V_n، باید براساس ضوابط بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

۹-۱۳-۶ محدودیت‌های مقادیر آرماتورها

۹-۱۳-۶-۱ در دیوارها، آرماتورهای طولی و عرضی نباید کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۹-۱۳-۶-۲ و ۹-۱۳-۶-۳ اختیار شوند.

۹-۱۳-۶-۲ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u \le 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ است، حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور طولی به مساحت کلی مقطع (ρ_l) و حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور عرضی به مساحت کل مقطع (ρ_t)، باید براساس ضوابط بندهای ۹-۱۳-۶-۲-۱ و ۹-۱۳-۶-۲-۲ تعیین شوند.

۹-۱۳-۶-۲-۱ حداقل ρ_l برای آرماتورهای مختلف به شرح زیر است:

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی و یا بیشتر از ۴۲۰ مگاپاسکال:: ۰/۰۰۱۲

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۱۵

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر: ۰/۰۰۱۵

ت- برای شبکه‌های سیمی جوش‌شده: ۰/۰۰۱۲

ث- در دیوارهای پیش ساخته با شبکه های میلگرد یا سیم جوش شده: ۰/۰۰۱۰

۹-۱۳-۶-۲-۲ حداقل ρ_t برای آرماتورهای مختلف به شرح زیر است:

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی و یا بیشتر از ۴۲۰ مگاپاسکال:: ۰/۰۰۲۰

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۲۵

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر: ۰/۰۰۲۵

ت- برای شبکه‌های سیمی جوش‌شده: ۰/۰۰۲۰

ث- در دیوارهای پیش ساخته با شبکه های میلگرد یا سیم جوش شده: ۰/۰۰۱۰

۹-۱۳-۶-۳ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u > 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ است، حداقل ρ_l و ρ_t باید برابر با مقادیر (الف) و (ب) زیر منظور شود:

الف- حداقل ρ_l باید برابر با بزرگترین دو مقدار محاسبه‌شده از رابطه (۹-۱۳-۴) و ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود، ولی، لازم نیست از مقدار ρ_t مورد نیاز در بند ۹-۱۳-۵-۳-۳ بیشتر اختیار شود.

$$\rho_l \ge 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\rho_t - 0.0025\right) \qquad \textbf{(۹-۱۳-۴)}$$

ب- حداقل ρ_t باید برابر با ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود.

۹-۱۳-۷ جزئیات آرماتورگذاری

۹-۱۳-۷-۱ کلیات

۹-۱۳-۷-۱-۱ پوشش بتنی روی میلگردها و نیز مهار میلگردها در بتن و چگونگی وصله آن‌ها به یکدیگر باید به ترتیب مطابق ضوابط فصول ۹-۴ و ۹-۲۱ باشد.

۹-۱۳-۷-۲ فاصله آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۲-۱ فاصله آرماتورهای طولی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای درجاریز نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای طولی نباید از یک سوم طول دیوار، $l_w/3$، تجاوز کند.

۹-۱۳-۷-۲-۲ فاصله آرماتورهای طولی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای پیش ساخته نباید بیشتر از پنج برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای خارجی و ۷۵۰ میلیمتر برای دیوارهای داخلی در نظر گرفته شود. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای طولی نباید از $l_w/3$، $3h$ و ۳۵۰ میلیمتر، تجاوز کند.

۹-۱۳-۷-۲-۳ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلی‌متر، به جز دیوارهای زیرزمین یک طبقه و حائل طره‌ای، هریک از آرماتورهای طولی و عرضی باید حداقل در دو شبکه، هر یک نزدیک به یک وجه دیوار درنظر گرفته شوند.

۹-۱۳-۷-۲-۴ آرماتور کششی-خمشی باید به صورت مناسبی توزیع شده و تا جائی که ممکن است، به وجه کششی نزدیک باشد.

۹-۱۳-۷-۳ فاصله آرماتورهای عرضی

۹-۱۳-۷-۳-۱ فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای درجاریز نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر باشد. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای عرضی نباید از یک پنجم طول دیوار، $l_w/5$، بیشتر باشد.

۹-۱۳-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای پیش‌ساخته نباید بیشتر از پنج برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای خارجی و ۷۵۰ میلیمتر برای دیوارهای داخلی باشد. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای عرضی نباید از $l_w/5$ $3h$ و ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۹-۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۴-۱ در مواردی‌که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری نیاز است و یا سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع $0.01A_g$ بیشتر است باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

۹-۱۳-۷-۵ آرماتورگذاری اطراف بازشو

۹-۱۳-۷-۵-۱ علاوه بر حداقل آرماتورهای مورد نیاز بند ۹-۱۳-۶، حداقل دو آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر یا معادل آن در دیوارهای دارای دو سفره آرماتور در دو جهت، و یک آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر در دیوارهای دارای یک سفره آرماتور در دو جهت، باید در اطراف بازشوهای درها، پنجره‌ها و یا بازشوهای با اندازه مشابه تعبیه شوند. این آرماتورها باید برای توسعه تنش تسلیم میلگرد در گوشه‌های بازشو مهار شوند.

۹-۱۳-۸ روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر

۹-۱۳-۸-۱ کلیات

۹-۱۳-۸-۱-۱ تحلیل اثرات لاغری خارج از صفحه دیوارهایی که ضوابط (الف) تا (ث) این بند را برآورده می‌کنند، می‌تواند مطابق ضوابط این بخش صورت گیرد:

الف- سطح مقطع در ارتفاع دیوار ثابت باشد.

ب- رفتار خمشی خارج از صفحه دیوار به صورت کشش-کنترل باشد.

پ- حداقل مقدار ϕM_n برابر با M_{cr} باشد. که M_{cr} با استفاده از مدول گسیختگی، f_r براساس ضوابط فصل ۹-۳ محاسبه می‌شود.

ت- مقدار P_u در مقطع وسط ارتفاع دیوار، از $0.06 f'_c A_g$ بیشتر نباشد.

ث- تغییرشکل خارج از صفحه محاسبه‌شده برای بارهای بهره‌برداری، Δ_s، با درنظر گرفتن اثرات P- Δ، از $\frac{l_c}{150}$ تجاوز نکند.

۹-۱۳-۸-۲ مدلسازی

۹-۱۳-۸-۲-۱ دیوار باید به عنوان یک عضو با تکیه‌گاه‌های ساده و تحت بار محوری که زیر اثر بار جانبی گسترده یکنواخت خارج از صفحه قرار دارد تحلیل شود. در این شرایط، حداکثر لنگر خمشی و تغییرشکل در وسط ارتفاع دیوار رخ می‌دهد.

۹-۱۳-۸-۲-۲ بارهای ثقلی متمرکز وارد شده به دیوار در بالای هر مقطع باید با فرض توزیع یکنواخت روی عرضی برابر با عرض اعمال بار به‌علاوه عرضی در دو سمت که با شیب ۲:۱ (افقی:قائم) زیاد می‌شود، در نظر گرفته شود. مقدار عرض کل برای توزیع یکنواخت نباید از مقادیر (الف) یا (ب) تجاوز کند:

الف- فاصله بین بارهای متمرکز

ب- لبه های دیوار

۹-۱۳-۸-۳ لنگر ضریب دار

۹-۱۳-۸-۳-۱ مقدار لنگر M_u در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از ترکیب خمش و بار محوری، باید دربرگیرنده اثرات تغییرشکل دیوار براساس ضوابط بندهای (الف) یا (ب) باشد.

الف- با استفاده از روش تکرار محاسبات

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad \textbf{(۹-۱۳-۵)}$$

که در آن، M_{ua} حداکثر لنگر ضریب دار در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای جانبی و بارهای محوری خارج از مرکز است و اثرات P-Δ را شامل نمی‌شود.

مقدار Δ_u از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_u = \frac{5 M_u l_c^2}{(0.75) 48 E_c I_{cr}} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۶)}$$

در این رابطه، ممان اینرسی ترک‌خورده مقطع I_{cr} برابر است با:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۷)}$$

و حداقل مقدار نسبت E_s/E_c باید برابر با ۶ درنظر گرفته شود.

ب- با استفاده از روش مستقیم:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5 P_u l_c^2}{(0.75) 48 E_c I_{cr}}\right)} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۸)}$$

۹-۱۳-۸-۴ تغییرشکل خارج از صفحه – بارهای بهره‌برداری

۹-۱۳-۸-۴-۱ تغییرشکل خارج از صفحه ناشی از بارهای بهره‌برداری، Δ_s، باید براساس روابط زیر محاسبه شود که در آن، M_a با استفاده از رابطه (۹-۱۳-۱۰) تعیین می‌شود.

الف- اگر $M_a \le \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۹الف)}$$

ب- اگر $M_a > \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$

$$\Delta_s = \frac{2}{3}\Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - (2/3)M_{cr}}{M_n - (2/3)M_{cr}}\right)\left(\Delta_n - \frac{2}{3}\Delta_{cr}\right) \qquad \textbf{(۹-۱۳-۹ب)}$$

۹-۱۳-۸-۴-۲ حداکثر مقدار لنگر M_a در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای بهره‌برداری جانبی و بارهای محوری دارای خروج از مرکزیت، که اثرات $P_s\Delta_s$ را نیز شامل می‌شود، باید با استفاده از رابطه (۹-۱۳-۱۰) و با حل تکراری روی تغییرشکل‌ها تعیین شود.

$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \qquad \textbf{(۹-۱۳-۱۰)}$$

۹-۱۳-۸-۴-۳ مقادیر Δ_{cr} و Δ_n باید براساس روابط (۹-۱۳-۱۱) و (۹-۱۳-۱۲) محاسبه شوند:

$$\Delta_u = \frac{5M_{cr}l_c^2}{48E_cI_g} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۱۱)}$$

$$\Delta_n = \frac{5M_nl_c^2}{48E_cI_{cr}} \qquad \textbf{(۹-۱۳-۱۲)}$$

۹-۱۳-۸-۴-۴ مقدار I_{cr} در رابطه (۹-۱۳-۱۲) با استفاده از رابطه (۹-۱۳-۷) محاسبه می‌شود.

۹-۱۴- دیافراگم‌ها

۹-۱۴-۱ گستره

۹-۱۴-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی دیافراگم‌هایی با شرایط زیر، رعایت شوند:

الف- دیافراگم‌هایی که به صورت دال‌های بتنی درجای یکپارچه ساخته شده‌اند.

ب- دیافراگم‌هایی که به صورت یک رویه بتنی درجا بر روی اجزای پیش‌ساخته اجرا شده‌اند.

پ- دیافراگم‌هایی که از اجزاء پیش‌ساخته دارای نوار لبه تشکیل شده‌اند. نوارهای لبه می‌توانند توسط رویه بتنی درجا و یا توسط تیرهای لبه تامین شده باشند.

ت- دیافراگمهایی که از اجزاء پیش‌ساخته متصل به یکدیگر و بدون بتن رویه درجا تشکیل شده اند.

۹-۱۴-۱-۲ دیافراگم‌های سازه‌هایی که برای تحمل بار جانبی زلزله طراحی می‌شوند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹ را نیز برآورده نمایند.

۹-۱۴-۲ نیروهای طراحی دیافراگم

۹-۱۴-۲-۱ در طراحی دیافراگم‌ها باید آثار نیروهای زیر مورد توجه قرار گیرند (رجوع شود به شکل ۹-۱۴-۱).

الف- نیروهای داخل صفحه دیافراگم ناشی از بارهای جانبی وارد بر سازه

ب- نیروهای منتقل شده به دیافراگم

پ- نیروهای بوجود آمده در اتصالات دیافراگم و اعضای قائم قاب یا اجزاء غیرسازه‌ای

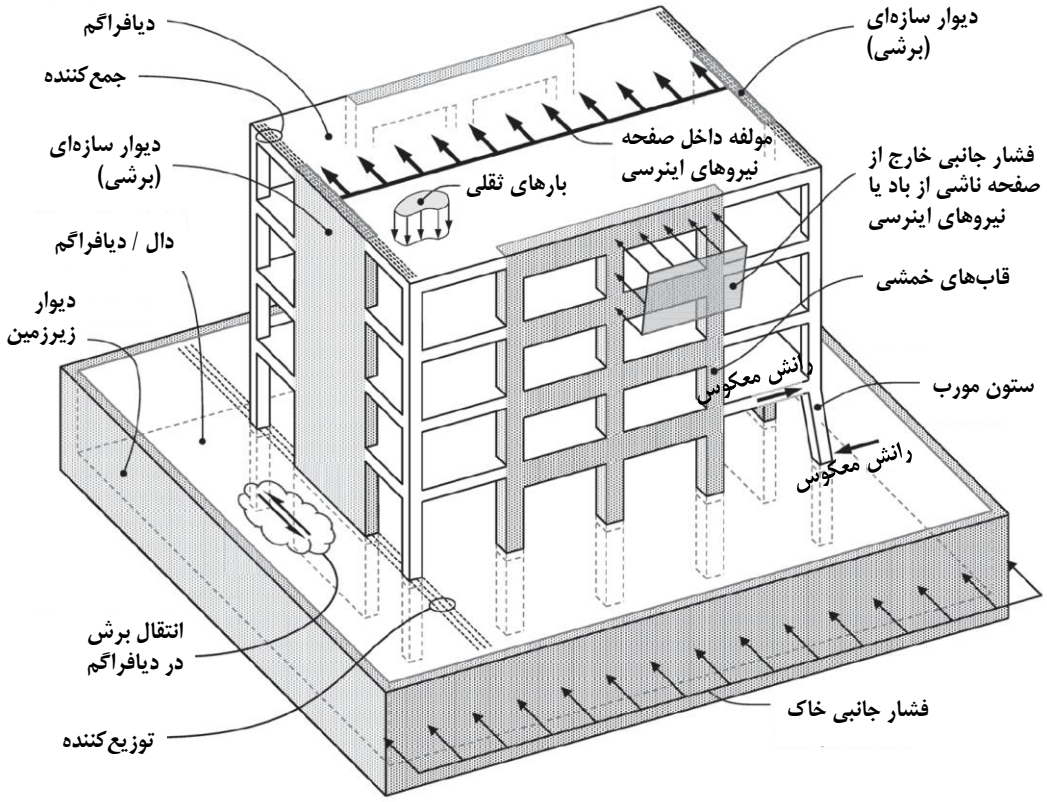
ت- نیروهای افقی ایجاد شده در اثر وجود اجزاء قائم مهاری و یا اجزاء مایل در سازه

ث- نیروهای خارج از صفحه ناشی از بارهای ثقلی و سایر بارهای وارد بر سطح دیافراگم

۹-۱۴-۳ حداقل ضخامت دیافراگم

۹-۱۴-۳-۱ دیافراگم‌ها باید از ضخامت کافی برخوردار باشند به‌نحوی که از تامین پایداری، مقاومت و سختی آنها تحت اثر ترکیبات بارهای ضریبدار اطمینان حاصل شود.

۹-۱۴-۳-۲ ضخامت دیافراگم‌های سقف و کف نباید کمتر از ضخامت مورد نیاز این اعضا مطابق ضوابط سایر فصول این مبحث برای دال‌های یک‌طرفه و دوطرفه باشد.



شکل **۹-۱۴-۱** نیروهای وارد بر دیافراگم

۹-۱۴-۴ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۴-۴-۱ کلیات

۹-۱۴-۴-۱-۱ مقاومت مورد نیاز برای دیافراگم‌ها، جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس ترکیبات بارهای ضریب‌دار فصل ۹-۷ تعیین شود.

۹-۱۴-۴-۱-۲ مقاومت مورد نیاز برای دیافراگم‌هایی که بخشی از سقف یا کف هستند، باید با در نظر گرفتن اثرات بارهای خارج از صفحه همزمان با سایر بارهای وارده تعیین شود.

۹-۱۴-۴-۲ تحلیل و مدلسازی دیافراگم

۱۴-۴-۲-۱ در مدلسازی و تحلیل دیافراگمها باید ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند.

۹-۱۴-۴-۲-۲ فرآیند مدل سازی و تحلیل دیافراگم‌ها باید الزامات فصل ۹-۶ را برآورده نماید. در مدل سازی دیافراگم می‌توان از هر مجموعه فرضیات منطقی و سازگار برای سختی آن استفاده نمود.

۹-۱۴-۴-۲-۳ تحلیل دیافراگم و تعیین لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری داخل صفحه آن باید بر مبنای تامین شرایط تعادل و شرایط مرزی طراحی صورت گیرد. در این رابطه، می‌توان مدل‌های زیر را به کار گرفت:

الف- دیافراگم صلب، در صورتی که بتوان آن را صلب فرض نمود.

ب- دیافراگم انعطاف‌پذیر، در صورتی که بتوان آن را انعطاف‌پذیر فرض نمود.

پ- تحلیل‌های جداگانه بر اساس فرض حدود بالا و پایین برای سختی داخل صفحه دیافراگم، که در آن حداکثر تلاش بدست‌آمده از هریک از این مدل‌ها، مبنای طراحی قرار می‌گیرد.

ت- مدل اجزای محدود با منظور کردن انعطاف پذیری دیافراگم

ث- مدل خرپایی

برای تعیین صلبیت یا انعطاف پذیری دیافراگم‌ها، ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۹-۱۴-۴-۲-۴ طراحی دیافراگم و اجزاء تشکیل‌دهنده آن از جمله جمع‌کننده‌ها، فارغ از عملکرد صلب یا انعطاف‌پذیر آن، ضروری است.

۹-۱۴-۵ مقاومت طراحی

۹-۱۴-۵-۱ کلیات

۹-۱۴-۵-۱-۱ طراحی دیافراگم‌ها و اتصالات آن‌ها باید برای ترکیب بارهای ضریبدار و براساس اقناع رابطه $\phi S_n \geq U$ مطابق ضوابط فصل ۹-۷ صورت گیرد. اندرکنش بین اثرات بار باید در طراحی منظور شود.

۹-۱۴-۵-۱-۲ ضریب ϕ باید براساس ضوابط فصل ۹-۷ تعیین شود.

۹-۱۴-۵-۱-۳ مقاومت طراحی دیافراگم باید در انطباق با یکی از بندهای (الف) تا (ت) باشد:

الف- در مواردی که دیافراگم به صورت یک تیر با عمقی برابر با عمق کامل دیافراگم مدل شده باشد و لنگر وارد بر آن توسط آرماتورهای متمرکز در لبه‌ها تحمل شود، مقاومت‌های طراحی باید براساس بندهای ۹-۱۴-۵-۲ تا ۹-۱۴-۵-۴ تعیین شوند.

ب- در مواردی که دیافراگم یا بخشی از آن، با روش خرپایی مدل شده باشد، مقاومت طراحی باید براساس پیوست ۹-پ۳ تعیین شود.

پ- در مواردی که دیافراگم با روش اجزاء محدود مدل شده باشد، مقاومت طراحی باید مطابق با ضوابط فصل ۸ تعیین شود. توزیع غیریکنواخت برش باید در طراحی برشی مورد توجه قرار گیرد. در این موارد، پیش‌بینی جمع‌کننده‌ها برای انتقال برش به اجزاء قائم سیستم باربر جانبی الزامی است.

ت- در مواردی که دیافراگم با روش‌هائی غیر از بندهای فوق طراحی شده باشد، این روش‌ها باید ضوابط تعادل را برآورده نموده و مقاومت‌های طراحی حداقل برابر با مقاومت مورد نیاز برای تمام اجزاء موجود در مسیر بار را تامین نمایند.

۹-۱۴-۵-۲ طراحی برای لنگر خمشی و نیروی محوری

۹-۱۴-۵-۲-۱ طراحی دیافراگم برای تحمل نیروهای محوری و لنگر خمشی داخل صفحه، باید براساس بندهای ۹-۸-۲ و ۹-۸-۳ انجام شود.

۹-۱۴-۵-۲-۲ مقاومت کششی ناشی از خمش در دیافراگم باید به یکی از روش‌های مندرج در بندهای (الف) تا (پ) و یا ترکیبی از آن‌ها، تامین شود:

الف- استفاده از آرماتورهای آجدار

ب- استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی، چه پیش‌تنیده باشند و یا نباشند.

پ- استفاده از اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که از درز بین اجزاء پیش‌ساخته عبور می‌کنند.

۹-۱۴-۵-۲-۳ آرماتورها و اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به‌کار برده می‌شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه‌گیری می‌شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش‌هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.

۹-۱۴-۵-۲-۴ اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که از اتصال بین قطعات پیش‌ساخته عبور می‌کنند، باید برای تحمل نیروی کششی متناظر با بازشدگی مورد انتظار در اتصال، طراحی شوند.

۹-۱۴-۵-۳ طراحی برای برش

۹-۱۴-۵-۳-۱ ضوابط این بند باید در تعیین مقاومت برشی داخل صفحه دیافراگم‌ها به کار رود.

۹-۱۴-۵-۳-۲ ضریب کاهش مقاومت ϕ باید برابر با ۰٫۷۵ درنظر گرفته شود، مگر در مواردی که براساس بند ۹-۷-۴-۵، مقدار کمتری برای این ضریب معرفی شده باشد.

۹-۱۴-۵-۳-۳ در دیافراگم‌هایی که کاملاً درجا اجراشده‌اند، مقدار V_n باید با استفاده از رابطه (۹-۱۴-۱) تعیین شود.

$$V_n = A_{cv}\left(\lambda \times 0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad \textbf{(۹-۱۴-۱)}$$

در این رابطه، A_{cv} سطح مقطع خالص برشی بتن است که به ضخامت و عمق دیافراگم محدود شده و سطح فضاهای خالی در آن، در صورت وجود، کاسته می‌شود. مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه V_n به کار می‌رود، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیشتر باشد. هم‌چنین، ρ_t نسبت آرماتور توزیع شده موازی برش داخل صفحه دیافراگم است.

۹-۱۴-۵-۳-۴ در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد A_{cv} باید چنان انتخاب شود که رابطه (۹-۱۴-۲) برقرار باشد:

$$V_u \le 0.66\phi A_{cv}\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(۹-۱۴-۲)}$$

که در آن، مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه V_n به کار می‌رود، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیشتر باشد.

۹-۱۴-۵-۳-۵ در دیافراگم‌هایی که به صورت رویه بتنی درجا بر روی قطعات پیش‌ساخته، اجرا می‌شوند، باید ضوابط بندهای ۹-۱۴-۵-۳-۳، ۹-۱۴-۵-۳-۴ و ۹-۱۴-۵-۳-۶ و با منظور کردن مقدار A_{cv} به شرح بندهای (الف) و (ب) زیر رعایت شوند:

الف- در مواردی که بتن رویه به صورت مرکب با قطعات پیش‌ساخته کار نمی‌کند، مقدار A_{cv} برابر با سطح مقطع این رویه است.

ب- در مواردی که بتن رویه با قطعات پیش‌ساخته به صورت مرکب کار می‌کند، مقدار A_{cv} مجموع سطح مقطع قطعه پیش‌ساخته و بتن رویه است. در این موارد، f'_c باید کمترین مقدار مقاومت فشاری بتن قطعه پیش‌ساخته و بتن رویه، در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۵-۳-۶ مقدار V_n نباید از مقدار برش محاسبه‌شده براساس ضوابط برش اصطکاکی مورد بحث در بند ۹-۸-۸ تجاوز کند. در این ضوابط، باید ضخامت بتن رویه در ناحیه روی اتصالات قطعات پیش‌ساخته و نیز آرماتورهای عبورکننده از این اتصالات مورد توجه قرار گیرند.

۹-۱۴-۵-۳-۷ در دیافراگم‌هایی که با اتصال قطعات پیش‌ساخته بدون بتن رویه و یا اتصال قطعات پیش‌ساخته به کمک نوارهای بتن رویه و یا تیرهای لبه اجرا می‌شوند، باید ضوابط بندهای (الف)، (ب) یا هر دو آن‌ها رعایت شوند:

الف- مقاومت اسمی اتصالات گروت‌ریزی شده نباید از ۰/۵۵ مگاپاسکال تجاوز کند. آرماتورها باید براساس بند ۹-۸-۸ برای برش اصطکاکی طراحی شوند. آرماتورهای برش اصطکاکی باید علاوه بر آرماتورهایی که برای تحمل کشش ناشی از خمش و نیروی محوری محاسبه شده‌اند، بکار برده شوند.

ب- اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که با درز بین اجزاء پیش‌ساخته تقاطع دارند، باید مقاومت برشی لازم با منظور نمودن اثر بازشدگی مورد انتظار در محل اتصال را داشته باشند.

۹-۱۴-۵-۳-۸ در کلیه دیافراگم‌ها، در مواردی که برش از دیافراگم به جمع‌کننده، و یا از دیافراگم یا جمع‌کننده به یک عضو قائم از سیستم باربر جانبی منتقل می‌شود، باید ضوابط بندهای (الف) یا (ب) برآورده شوند:

الف- در مواردی که انتقال برش از طریق بتن صورت می‌گیرد، ضوابط برش اصطکاکی مطابق ضوابط بند ۹-۸-۸ باید رعایت شوند.

ب- در مواردی که انتقال برش از طریق اتصال‌دهنده‌های مکانیکی یا با عملکرد زبانه‌ای آرماتورها صورت می‌گیرد، باید اثرات بلندشدگی و دوران اعضای قائم سیستم باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند.

۹-۱۴-۵-۴ جمع‌کننده‌ها

۹-۱۴-۵-۴-۱ جمع‌کننده‌ها باید به عنوان اعضای کششی، اعضای فشاری، یا هر دو، و براساس ضوابط بند ۹-۸-۳ طراحی شوند.

۹-۱۴-۵-۴-۲ جمع‌کننده‌ها باید از برِ اعضای قائم سیستم باربر جانبی، در درون تمام یا بخشی از عمق دیافراگم، تا جایی که لازم باشد، ادامه یابند تا بتوانند برش را از دیافراگم به اعضای قائم منتقل کنند. در مواردی که انتقال نیروهای طراحی جمع‌کننده‌ها در طول اعضای قائم سیستم باربر جانبی، دیگر لازم نباشد، می‌توان جمع‌کننده را قطع کرد.

۹-۱۴-۵-۴-۳ در صورتی که یک جمع کننده برای انتقال نیروها به یک عضو قائم طراحی شود، آرماتورهای جمع کننده باید در طولی بیشتر از آنچه در بندهای (الف) و (ب) آمده است، در عضو قائم باربر جانبی امتداد یابند:

الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش.

ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم، از طریق برش اصطکاکی (مطابق بند ۹-۸-۸)، در اتصال‌دهنده‌های مکانیکی یا سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

۹-۱۴-۶ محدودیت‌های آرماتورگذاری

۹-۱۴-۶-۱ آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر تنش‌های حرارتی و جمع‌شدگی مورد استفاده قرار خواهند گرفت، باید براساس بند ۹-۱۹-۴ تعیین شوند.

۹-۱۴-۶-۲ به جز در دال‌های روی زمین، در دیافراگم‌هایی که جزئی از دال‌های کف یا سقف هستند باید محدودیت‌ها و ضوابط آرماتورگذاری دال‌های یک‌طرفه مطابق بند ۹-۹-۷-۶ و دال‌های دوطرفه مطابق بند ۹-۱۰- ۷ رعایت شوند.

۹-۱۴-۶-۳ آرماتورهایی که برای تحمل نیروهای داخل صفحه دیافراگم مورد نیازند، باید علاوه بر آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر سایر اثرات بارها محاسبه شده‌اند، تامین شوند. لیکن آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی را می‌توان برای تحمل نیروهای داخل صفحه دیافراگم نیز بکار گرفت.

۹-۱۴-۶-۴ حداقل فاصله آرماتورهای آجدار (s) باید براساس بند ۹-۲۱- ۲-۱ تعیین شود. حداکثر مقدار این فاصله نباید بیشتر از ۵ برابر ضخامت دیافراگم یا ۳۵۰ میلی‌متر درنظر گرفته شود.

۹-۱۴-۶-۵ طول مهاری لازم برای تامین تنش کششی و یا فشاری آرماتورهای یک مقطع از دیافراگم، باید در هر دو سمت آن مقطع تامین شود.

۹-۱۴-۶-۶ آرماتورهایی که برای تحمل کشش در نظر گرفته شده‌اند، باید بعد از نقطه‌ای که برای تحمل کشش دیگر به آنها نیاز نیست، حداقل به میزان l_d ادامه یابند. مگر آنکه، لبه دیافراگم یا درزهای انبساطی در این فاصله قرار داشته باشند.

۹-۱۵ شالوده‌های بتن آرمه

۹-۱۵-۱ گستره و تعاریف

۹-۱۵-۱-۱ این فصل در خصوص طراحی شالوده‌ها شامل شالوده‌های سطحی (منفرد، مرکب یک طرفه و دو طرفه، نواری، گسترده، تیر روی زمین و باسکولی)، دیوارهای حائل طره ای و پشتبند دار و شالوده‌های عمیق (شمعها و سر شمع‌ها) می‌باشد.

۹-۱۵-۱-۲ در این آئین نامه شالوده سطحی به قسمتی از سازه ساختمان اطلاق می شود که روی سطح فوقانی آن ستون یا دیوار قرار گرفته و سطح تحتانی آن مستقیما روی زمین تکیه دارد و بار سازه را گرفته و آن را به سطح یا لایه های فوقانی زمین منتقل می نماید. انواع شالوده های سطحی به شرح زیر می باشند؛

الف) شالوده منفرد: به شالوده ای اطلاق می شود که بار یک ستون یا دو ستون نزدیک به هم را در محل درز انبساط به زمین منتقل می نماید. شالوده منفرد می تواند در پلان به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره یا هر شکل غیر منظمی باشد و در مقطع نیز می تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه و یا پلکانی باشد. عملکرد شالوده منفرد بصورت دو طرفه می باشد.

ب) شالوده مرکب: به شالوده ای اطلاق می شود که بار دو ستون (عملکرد یکطرفه) یا چهار ستون (عملکرد دو طرفه) را به زمین منتقل می نماید. شالوده مرکب می تواند در پلان به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره یا هر شکل غیر منظمی باشد و در مقطع نیز می تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه و یا پلکانی باشد. شالوده های منفردی که نزدیک بهم باشند، می توانند به یکدیگر پیوسته گردند تا به صورت شالوده مرکب در آیند.

پ) شالوده نواری: به شالوده یکسره ای اطلاق می شود که بار دیوار و یا چند ستون را، که در یک ردیف قرار دارند، به زمین منتقل می نماید. مقطع شالوده می تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه و یا پاشنه دار (T وارونه) باشد. در حالتی که شالوده نواری صرفا بار دیوار را به زمین منتقل کند شالوده نواری دیواری نامیده می شود که در مقطع می تواند بصورت پلکانی یا شیبدار باشد. شالوده های نواری می توانند بصورت شبکه نوارهای متقاطع استفاده شوند.

ت) شالوده گسترده: به شالوده ای اطلاق می شود که بار چند ستون یا دیوار را که در ردیفها و امتدادهای مختلف قرار دارند، به زمین منتقل می نماید. شالوده گسترده ممکن است به شکل دال، مجموعه تیر- دال و یا صندوقه ای ساخته شود.

ث) تیر روی زمین: به تیری اطلاق می شود که بار دیوار را به شالوده های منفرد یا سرشمع ها منتقل می نماید. در صورتیکه دیوار از نوع بتن مسلح باشد کل دیوار می تواند به عنوان تیر عمیق روی زمین باشد. این تیر متکی بر خاک فرض نمی شود.

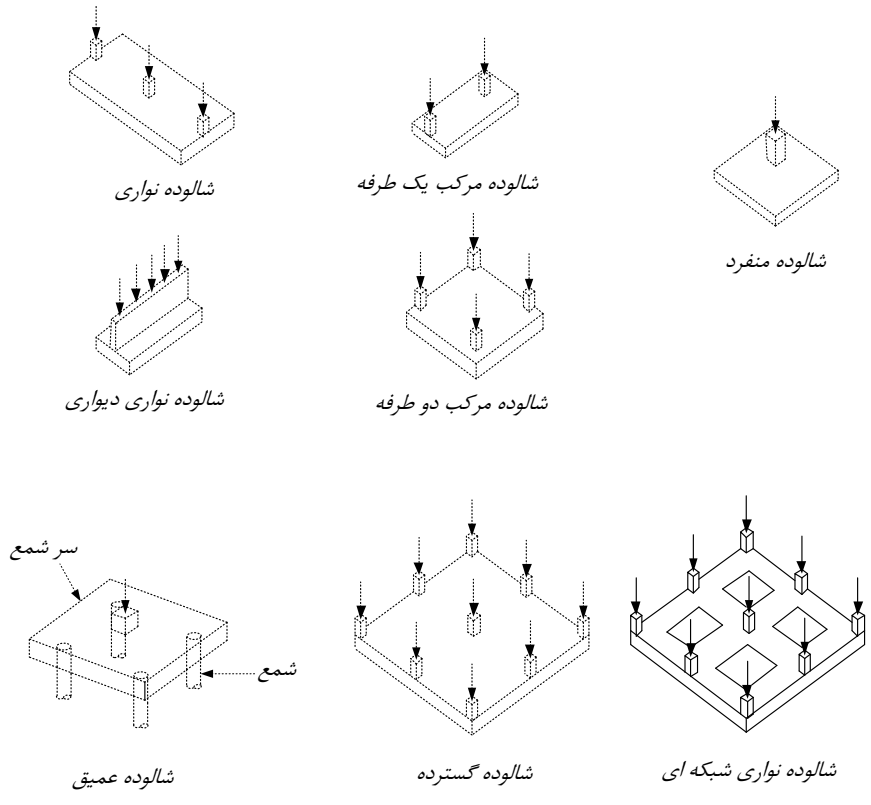
ج) تیر باسکولی: به تیری با سختی نسبی زیاد اطلاق می شود که دو شالوده منفرد را که برایند بارهای وارد بر یکی دارای برون محوری زیاد نسبت به مرکز شالوده می باشد به یکدیگر متصل می کند. این تیر متکی بر خاک فرض نمی شود.

چ) کلاف رابط: به عضوی اطلاق می شود که شالوده های سطحی جدا از هم را در یک سازه در دو امتداد ترجیحا عمود بر هم، متصل می کند بطوریکه مانع حرکت نسبی دو شالوده گردد.

۹-۱۵-۱-۳ در این آئین نامه شالوده عمیق به اعضای عمیق شالوده (شمع) و شالوده متکی بر آنها (سرشمع) اطلاق می شود که بارهای سازه را به عمق یا لایه های زیرین زمین منتقل می نمایند. انواع شالوده های عمیق به شرح زیر می باشند؛

الف) شمع منفرد: به شمعی اطلاق می شود که مستقیما بار یک ستون را دریافت نموده و به زمین منتقل نماید.

ب) گروه شمع: گروه شمع به تعدادی شمع اطلاق می شود که بار خود را از یک یا چند ستون از طریق یک سرشمع مشترک دریافت نمایند.



شکل (۱۵-۱) انواع شالوده ها

۹-۱۵-۲ کلیات

۹-۱۵-۲-۱ مشخصات مصالح

۹-۱۵-۲-۱-۱ مشخصات بتن و میلگردهای فولادی باید به گونه‌ای باشد که ضوابط طراحی و دوام مطابق فصل های ۹-۳ و ۹-۴ را برآورده سازند.

۹-۱۵-۲-۲ اتصال به دیگر اعضا

۹-۱۵-۲-۲-۱ طراحی و جزئیات اتصالات ستون‌ها ، ستون پایه‌ها و دیوارهای درجا ریز و یا پیش ساخته به شالوده باید مطابق ۹-۱۷-۲ باشد.

۹-۱۵-۲-۳ اثرات زلزله

۹-۱۵-۲-۳-۱ طراحی اعضای سازه‌ای امتداد یافته در زیر تراز پایه سازه که لازم است قادر باشند نیروهای ناشی از اثرات زلزله را به شالوده منتقل نمایند، باید مطابق ۹-۲۰-۲-۲-۳ بوده و با سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در بالای تراز پایه سازه سازگار باشند.

۹-۱۵-۲-۳-۲ در سازه‌های با شکل پذیری زیاد و متوسط، شالوده‌های سطحی و عمیق که نیروهای ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند و یا به زمین منتقل می‌نمایند، باید مطابق ۹-۲۰-۱۰ طراحی شوند.

۹-۱۵-۲-۴ دال‌های روی زمین

۹-۱۵-۲-۴-۱ دال‌های روی زمین که بارهای قائم یا جانبی سازه را به زمین منتقل می‌کنند، بر اساس ضوابط این فصل طراحی و جزئیات دهی می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۴-۲ دال‌های روی زمین که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی، نیروهای جانبی را به زمین منتقل می‌کنند، باید مطابق ۹-۲۰-۱۰ طراحی شوند.

۹-۱۵-۲-۵ معیارهای طراحی

۹-۱۵-۲-۵-۱ ابعاد شالوده‌ها باید با در نظر گرفتن ظرفیت باربری خاک و پایداری در برابر واژگونی و لغزش در سطح تماس شالوده و خاک از طریق اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران طراحی شوند.

۹-۱۵-۲-۵-۲ در طراحی شالوده های سطحی می توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یکطرفه و مقاومت برشی دوطرفه صرفنظر نمود.

۹-۱۵-۲-۵-۳ شالوده ها باید برای مقاومت در برابر تلاش ها و عکس العمل های ناشی از بارهای ضریب دار طراحی شوند.

۹-۱۵-۲-۵-۴ سیستم‌های شالوده را می‌توان بر اساس هر روشی که تعادل و سازگاری هندسی را ارضا می‌کند، طراحی نمود.

۹-۱۵-۲-۵-۵ طراحی شالوده‌ها بر اساس روش خرپایی پیوست ۹-۳ مجاز است.

۹-۱۵-۲-۵-۶ لنگرهای خارجی در هر مقطع از شالوده‌ی نواری، شالوده‌ی منفرد یا سر شمع با عبور دادن یک صفحه عمودی از عضو و محاسبه لنگر نیروهای وارده در مساحت کل عضو روی یک طرف صفحه‌ی عمودی حاصل می‌شود.

۹-۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

۹-۱۵-۲-۶-۱ مقدار M_u بسته به نوع عضو متکی بر شالوده در مقاطع بحرانی به شرح جدول **۹-۱۵-۱** محاسبه می‌شود؛

جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بَر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بَر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بتنی	بَر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بَر دیوار بنایی

۹-۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب‌دار در برش یک طرفه می‌توان به فاصله‌ی d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق ۹-۹-۴-۲ و ۹-۱۰-۶-۴-۳، و در برش دو طرفه به فاصله‌ی $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ تعیین نمود.

۹-۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع گرد یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی با مساحت معادل برای محاسبه محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول مهاری میلگرد منظور نمود.

۹-۱۵-۲-۷ مهار میلگرد در شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

۹-۱۵-۲-۷-۱ طول گیرایی میلگردها باید مطابق فصل ۹-۲۱ باشد.

۹-۱۵-۲-۷-۲ نیروهای کششی و فشاری در میلگردها در هر مقطع باید در هر دو طرف مقطع مهار شوند.

۹-۱۵-۲-۷-۳ مقاطع بحرانی برای گیرایی میلگردها، در موقعیت‌هایی که در ۹-۱۵-۲-۶-۱ برای حداکثر لنگر ضریب‌دار ذکر شده‌اند و در تمام مقاطع دیگری که تغییر مقطع یا تغییر میزان آرماتور وجود دارد، می‌باشند.

۹-۱۵-۲-۷-۴ مهار کافی برای میلگرد کششی در جایی که تنش میلگرد کششی مستقیما متناسب با لنگر نمی‌باشد، مانند شیب‌ها، پله‌ها یا شالوده‌های با ضخامت متغیر، و یا در جایی که میلگرد کششی موازی وجه فشاری نیست، الزامی می‌باشد.

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱ کلیات

۹-۱۵-۳-۱-۱ حداقل مساحت کف شالوده های سطحی بر این اساس تعیین می شود که تنش های اتکایی ناشی از نیروها و لنگرهای اعمال شده به شالوده از تنش های اتکایی مجاز بیشتر نشوند. تنش های اتکایی مجاز از طریق اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران بدست می آیند.

۹-۱۵-۳-۱-۲ ضخامت حداقل شالوده های سطحی ۳۰۰ میلی متر می باشد.

۹-۱۵-۳-۱-۳ در شالوده‌های سطحی شیب‌دار، پلکانی و با ضخامت متغیر، عمق و موقعیت پله‌ها یا زاویه شیب باید به نحوی باشد که الزامات طراحی در همه مقاطع براورده شود.

۹-۱۵-۳-۱-۴ توزیع فشار خاک در زیر شالوده های سطحی باید سازگار با مشخصات و سختی‌های سازه، شالوده و زمین باشد و بر اساس اصول شناخته شده مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران تعیین شود.

۹-۱۵-۳-۱-۵ در توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌های سطحی منفرد و مرکب یک طرفه در صورت عدم انجام تحلیل با جزئیات دقیق تر می‌توان شالوده را صلب فرض نمود.

۹-۱۵-۳-۱-۶ در توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌های سطحی مرکب دو طرفه، گسترده و شبکه نوارهای متقاطع، سختی زمین را می‌توان با استفاده از فنر با فرض مدول بسترهای متفاوت با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی شبیه سازی نمود.

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک طرفه و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌نمایند.

۹-۱۵-۳-۱-۸ در تعیین میلگردهای حداقل جمع شدگی و حرارت در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک طرفه و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دو طرفه ملاک محاسبه می-باشند. فونداسیون های حجیم از ضوابط فصل الزامات بهره برداری پیروی می‌نمایند.

۹-۱۵-۳-۲ شالوده‌های سطحی مرکب یک طرفه و نواری

۹-۱۵-۳-۲-۱ طراحی و جزئیات شالوده‌های *سطحی* یک طرفه شامل شالوده‌های مرکب یک طرفه و نواری باید مطابق این بخش و فصل‌های ۹-۹ و ۹-۱۱ باشد.

۹-۱۵-۳-۲-۲ میلگردها باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده های یک طرفه توزیع شوند.

۹-۱۵-۳-۳ شالوده‌های سطحی منفرد دو طرفه

۹-۱۵-۳-۳-۱ طراحی و جزئیات شالوده‌های سطحی منفرد دو طرفه باید مطابق این بخش و فصل‌های ۹-۹ و ۹-۱۰ باشد.

۹-۱۵-۳-۳-۲ در شالوده‌های سطحی دو طرفه مربعی، میلگردها باید به طور یک‌نواخت در کل عرض شالوده در هر دو جهت توزیع شوند.

۹-۱۵-۳-۳-۳ در شالوده‌های سطحی مستطیلی، میلگردها باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) توزیع شوند؛

الف- میلگردها در جهت بلند باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده توزیع شوند.

ب- برای میلگردها در جهت کوتاه، بخشی از کل میلگرد $(\gamma_s A_s)$ باید به طور یکنواخت در نواری به اندازه عرض شالوده با مرکزیت محور ستون یا ستون پایه توزیع شوند. باقی مانده میلگردها در جهت کوتاه، $A_s(1- \gamma_s)$، باید به طور یکنواخت در خارج از این نوار در شالوده توزیع شوند. $\gamma_s = 2/(\beta+1)$ می‌باشد که β نسبت طول جهت بلند به طول جهت کوتاه است.

۹-۱۵-۳-۴ شالوده‌های سطحی مرکب دو طرفه و گسترده

۹-۱۵-۳-۴-۱ طراحی و جزئیات شالوده‌های مرکب دو طرفه و گسترده باید مطابق این بخش و فصل ۹-۱۰ باشد.

۹-۱۵-۳-۴-۲ روش طراحی مستقیم که در ۹-۱۰-۹ آمده است، نباید برای طراحی شالوده‌های مرکب دو طرفه و شالوده‌های گسترده استفاده شود.

۹-۱۵-۳-۵ تیرهای روی زمین و باسکولی

۹-۱۵-۳-۵-۱ طراحی تیرهای روی زمین و باسکولی باید مطابق فصل ۹-۱۱ باشد.

۹-۱۵-۳-۵-۲ اگر تیر روی زمین به صورت یک تیر عمیق (دیوار) باشد، طراحی باید مطابق ۹-۱۱-۸ باشد.

۹-۱۵-۳-۵-۳ حداقل میلگرد در تیرهای روی زمین و باسکولی باید مطابق ۹-۱۳-۶ باشد.

۹-۱۵-۳-۶ کلافهای رابط شالوده های سطحی

۹-۱۵-۳-۶-۱ در سازه های یک طبقه که دارای دهانه بزرگ هستند مانند سازه های ساختمان های صنعتی، آشیانه ها و غیره که در آنها شالوده ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش بینی کلاف رابط در امتداد دهانه قاب می توان صرف نظر کرد. در این شالوده ها خاکریز اطراف شالوده باید به نحو مناسبی کوبیده و متراکم شود.

۹-۱۵-۳-۶-۲ کلافهای رابط بین شالوده های سطحی باید برای نیروی کششی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری نهایی وارد به ستونهای طرفین خود طراحی شوند.

۹-۱۵-۳-۶-۳ ابعاد مقطع کلافهای رابط باید متناسب با ابعاد شالوده سطحی و حداقل ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۱۵-۳-۶-۴ تعداد میلگردهای طولی کلافهای رابط باید حداقل چهار عدد و قطر آنها حداقل ۱۲ میلیمتر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلی متر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی متر از یکدیگر گرفته شوند.

۹-۱۵-۳-۶-۵ میلگردهای طولی کلافهای رابط باید در شالوده های سطحی میانی ممتد باشند و در شالوده های سطحی کناری از محاذات بر ستون مهار شوند.

۹-۱۵-۳-۷ دیوارهای حائل طره ای و پشتبند دار

۹-۱۵-۳-۷-۱ یک دیوار حائل طره ای به صورت یک دال یک طرفه مطابق فصل ۹-۹ طراحی می شود.

۹-۱۵-۳-۷-۲ یک دیوار حائل پشتبند دار به صورت یک دال دو طرفه مطابق فصل ۹-۱۰ طراحی می شود.

۹-۱۵-۳-۷-۳ در دیوارهای با ضخامت یکنواخت، مقطع بحرانی برای طراحی خمشی و برشی در پای دیوار و در محل اتصال دیوار به شالوده می باشد. در دیوارهای با ضخامت متغیر، مقطع بحرانی برای طراحی خمشی و برشی باید در ارتفاع دیوار شناسایی گردد.

۹-۱۵-۴ شالوده‌های عمیق

۹-۱۵-۴-۱ کلیات

تعداد و نحوه آرایش شمع ها به صورتی تعیین می شود که نیروها و لنگرهای وارد بر شالوده عمیق از مقاومت های مجاز آن که با استفاده از اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران تعیین می‌گردند، کمتر باشند. طراحی سازه ای شمع ها باید مطابق ۹-۱۵-۴-۲ یا ۹-۱۵-۴-۳ باشد.

۹-۱۵-۴-۲ طراحی سازه ای شمع به روش مقاومت مجاز

۹-۱۵-۴-۲-۱ شمع ها را می توان با استفاده از ترکیب بارهای روش تنش مجاز در انطباق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران و مقاومت های مجاز مطابق جدول زیر طراحی نمود به شرطی که؛

الف) شمع ها در تمام طولشان بطور جانبی مهار شده باشند.

ب) لنگرهای ایجاد شده در شمع ها ناشی از نیروهای وارده کمتر از لنگر ناشی از برون محوری اتفاقی به میزان ۵ درصد قطر یا عرض شمع باشد.

جدول ۹-۱۵-۲ حداکثر مقاومت مجاز فشاری شمع

نوع شمع	حداکثر مقاومت مجاز فشاری
شمع درجاریز بدون غلاف	$P_a = 0.3f'_cA_g + 0.4f_yA_s$
شمع درجاریز با غلاف فولادی نازک که مطابق ۹-۱۵-۴-۲-۳ محصور شده نمی باشد.	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$
شمع درجاریز محصور شده با لوله فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴-۲-۳ محصور شده می باشد.	$P_a = 0.4f'_cA_g$
شمع پیش ساخته	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$

تذکر: A_g سطح مقطع ناخالص می باشد و در صورتیکه از جداره های موقتی یا دائم استفاده شود وجه درونی غلاف به عنوان سطح خارجی مقطع در نظر گرفته می شود. A_s شامل مساحت غلاف فولادی نمی شود.

۹-۱۵-۴-۲-۲ در صورتی که شرایط الف و ب ۹-۱۵-۴-۲-۱ براورده نشوند شمع ها باید بر اساس روش مقاومت مطابق ۹-۱۵-۴-۳ طراحی شوند.

۹-۱۵-۴-۲-۳ شمع های درجاریز با غلاف فولادی نازک به شرط برآورده شدن شرایط زیر محصور شده محسوب می گردند؛

الف) در طراحی از مقاومت محوری غلاف صرفنظر شده باشد.

ب) غلاف دارای نوک آببند باشد و به روش مندرل حفاری شده باشد.

پ) ضخامت غلاف فولادی کمتر از ۲ میلی متر نباشد.

ت) غلاف بدون درز و وصله باشد یا وصله ها حداقل مقاومتی معادل مقاومت مصالح پایه غلاف ایجاد نمایند و شکل آنها بگونه ای باشد که شرایط محصورشدگی را برای بتن درجاریز فراهم نماید.

ث) نسبت مقاومت مشخصه تسلیم فولاد غلاف به مقاومت مشخصه فشاری بتن حداقل ۶ باشد و مقاومت مشخصه تسلیم فولاد از ۲۱۰ مگاپاسکال کمتر نباشد.

ج) قطر اسمی حداکثر شمع ۴۰۰ میلی متر باشد.

۹-۱۵-۴-۲-۴ استفاده از مقاومتهای مجازی بیشتر از مقادیر جدول بالا تنها در صورت تایید کمیته مبحث نهم مقررات ملی ساختمانی ایران و با انجام آزمایشهای تکمیلی امکان پذیر می باشد.

۹-۱۵-۴-۳ طراحی سازه ای شمع به روش طرح مقاومت

۹-۱۵-۴-۳-۱ طراحی شمع ها به روش طرح مقاومت با ضوابط این بخش برای همه انواع شمع ها مجاز می باشد.

۹-۱۵-۴-۳-۲ طراحی شمع ها به روش طرح مقاومت باید مطابق ۹-۱۲-۵ با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت جدول زیر برای نیروی محوری بدون لنگر و ضرایب مقاومت جدول ۹-۷-۲ برای کشش، برش و ترکیب نیروی محوری و لنگر باشد. رعایت ۹-۸-۳-۳-۲ در طراحی شمع ها الزامی نیست.

جدول ۹-۱۵-۳ ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری برای شمع ها

نوع شمع	ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری برای شمع ها
شمع درجاریز بدون غلاف	۰.۵۵
شمع درجاریز با غلاف نازک فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴-۲-۳ محصور شده نمی باشد.	۰.۶
شمع درجاریز محصور شده با لوله ای فولادی ضخیم (بیشتر از ۶ میلی متر)	۰.۷
شمع درجاریز محصور شده با لوله فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴-۲-۳ محصور شده می باشد.	۰.۶۵
شمع پیش ساخته	۰.۶۵

تذکر: ضریب ۰.۵۵ یک حد بالا برای شرایط خاک خوب و سیستم اجرایی با کنترل کیفیت خوب می باشد. مقادیر کمتری را می توان بسته به نوع خاک، سیستم اجرایی و سیستم کنترل کیفیت مدنظر قرار داد.

۹-۱۵-۴-۴ شمع های درجاریز

۹-۱۵-۴-۴-۱ شمع های درجاریز که در معرض برکنش قرار دارند یا M_u در آنها بزگتر از $0.4M_{cr}$ باشد حتما باید مسلح به میلگرد بوده یا توسط لوله فولادی سازه محاط شده باشند.

۹-۱۵-۴-۴-۲ قسمت‌هایی از شمع ها که در هوا، آب یا خاک سستی قرار دارند که نمی‌تواند مقاومت کافی در طول عضو برای جلوگیری از کمانش را فراهم کند، به عنوان ستون مطابق فصل ۹-۱۲ باید طراحی شوند.

۹-۱۵-۴-۵ شمع های پیش ساخته

۹-۱۵-۴-۵-۱ شمع های پیش ساخته در سازه های با شکل پذیری کم باید مطابق ۹-۱۵-۴-۵-۲ و ۹-۱۵-۴-۵-۳ باشند.

۹-۱۵-۴-۵-۲ آرایش میلگردهای طولی بصورت متقارن باشد و حداقل ۴ میلگرد طولی به مساحت ۰.۰۰۸ سطح مقطع ناخالص شمع فراهم گردد.

۹-۱۵-۴-۵-۳ میلگردهای طولی باید با میلگردهای عرضی، حداقل به قطر ۱۰ میلی متر محاط گردند. فاصله پنج میلگرد عرضی اول حداکثر ۲۵ میلی متر، فاصله میلگردهای عرضی تا ۶۰۰ میلی متر از هر دو انتهای شمع ۱۰۰ میلی متر و فاصله میلگردهای عرضی در بقیه طول شمع حداکثر ۱۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۵-۴-۶ سر شمع‌ها

۹-۱۵-۴-۶-۱ ضخامت کلی سر شمع باید طوری انتخاب شود که عمق موثر میلگرد پایین سر شمع حداقل ۴۰۰ میلی متر باشد.

۹-۱۵-۴-۶-۲ لنگرها و برش‌های ضریب‌دار در سر شمع را می‌توان بر اساس عکس العمل های شمع ها به صورت متمرکز در مرکز مقطع آنها محاسبه نمود.

۹-۱۵-۴-۶-۳ به جز مواردی که سر شمع بر اساس روش خرپایی طراحی شده است، سر شمع‌ها باید به نحوی طراحی شوند که ضوابط (الف) برای عملکرد یک طرفه، و ضوابط (الف) و (ب) برای عملکرد دو طرفه تامین گردند؛

الف- $V_u \leq \phi V_n$ که V_n مطابق ۹-۸-۴ برای برش یک طرفه، ϕ مطابق جدول ۹-۷-۲ و V_u مطابق ۹-۱۵-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود.

ب- $v_u \leq \phi v_n$ که v_n مطابق ۹-۸-۵ برای برش دو طرفه، ϕ مطابق جدول ۹-۷-۲ و v_u مطابق ۹-۱۵-۴-۲-۵ محاسبه می‌شود.

۹-۱۵-۴-۶-۴ اگر سر شمع ها بر اساس روش خرپایی طراحی شوند، مقاومت فشاری مشخصه بتن بست‌ها ($\boldsymbol{f_{ce}}$) باید مطابق ۹-پ-۳-۴-۱-۴ محاسبه شود که $\boldsymbol{\beta = 0.6\lambda}$ و λ بر اساس بند ۹-۳-۲ تعیین می‌شود.

۹-۱۵-۴-۶-۵ برش ضریب‌دار در هر مقطعی از سر شمع مطابق (الف) تا (پ) محاسبه می‌شود؛

الف) همه شمع هایی که مرکزشان در فاصله ای برابر با نصف قطر شمع یا بیشتر در خارج مقطع مورد بررسی قرار دارند عکس العملشان به عنوان عامل ایجاد برش در نظر گرفته می شود.

ب) همه شمع هایی که مرکزشان در فاصله ای برابر با نصف قطر شمع یا بیشتر در داخل مقطع مورد بررسی قرار دارند عکس العملشان به عنوان عامل ایجاد برش در نظر گرفته نمی شود.

پ) برای موقعیت‌های مرکز شمع بینابین دو حالت بالا، بخشی از عکس العمل شمع که به عنوان عامل ایجاد برش در آن مقطع محسوب می شود با درون یابی خطی بین مقدار کامل در *فاصله نصف قطر شمع* در خارج مقطع مورد بررسی و مقدار صفر در *فاصله نصف قطر شمع* در داخل مقطع مورد بررسی محاسبه می‌شود.

۹-۱۶ ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون

۹-۱۶-۱ گستره

این فصل به طراحی و میلگردگذاری ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون درجاریز اختصاص دارد.

۹-۱۶-۲ کلیات

۹-۱۶-۲-۱ **ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون باید مطابق ۹-۱۶-۳ برای جزییات میلگردگذاری و مطابق ۹-۱۶-۴ برای الزامات مقاومتی باشد.**

۹-۱۶-۲-۲ **ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون و دال به ستون باید مطابق ۹-۱۶-۵ برای انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف باشد.**

۹-۱۶-۲-۳ **اگر بارهای ثقلی، باد، زلزله یا دیگر نیروهای جانبی منجر به انتقال لنگر در ناحیه اتصال تیر به ستون شوند، باید برش ناشی از انتقال لنگر در طراحی ناحیه اتصال منظور گردد.**

۹-۱۶-۲-۴ **در ناحیه اتصال گوشه بین دو عضو، اثرات لنگرهای بازکننده و بسته کننده باید منظور گردد.**

۹-۱۶-۲-۵ **اگر عمق تیر متصل به ناحیه اتصال بیش از دو برابر عمق ستون باشد، تحلیل و طراحی ناحیه اتصال باید بر اساس روش خرپایی پیوست ۳ و مطابق ضوابط زیر انجام شود؛**

الف) مقاومت برشی طراحی ناحیه اتصال مطابق پیوست ۳ از ϕV_n محاسبه شده مطابق ۹-۱۶-۴-۲ بیشتر نشود.
ب) ضوابط جزییات میلگردگذاری مطابق ۹-۱۶-۳ رعایت گردد.

۹-۱۶-۲-۶ **امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.
ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ **امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ **یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.
ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.
پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

۹-۱۶-۲-۹ **برای ناحیه اتصال دال به ستون که لنگر منتقل می کند، الزامات مقاومتی و جزییات میلگردگذاری باید مطابق ۹-۱۰، ۹-۱۶-۳-۲ و ۹-۸-۵ باشند.**

۹-۱۶-۳ جزییات میلگرد گذاری ناحیه اتصال

۹-۱۶-۳-۱ **میلگرد عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون**

۹-۱۶-۳-۱-۱ ناحیه اتصال تیر به ستون باید مطابق ۹-۱۶-۳-۱-۲ تا ۹-۱۶-۳-۱-۴ باشد مگر آنکه شرایط زیر محقق شود؛
الف) ناحیه اتصال از همه طرف با تیرهای عرضی مطابق ۹-۱۶-۲-۸ محصور شده باشد.
ب) ناحیه اتصال بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه ای نباشد.
پ) ناحیه اتصال جزیی از یک سیستم باربر جانبی لرزه ای در پهنه با خطر نسبی کم زلزله باشد.

۹-۱۶-۳-۱-۲ در میلگردهای عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون باید از تنگها، دورپیچ ها یا دورگیرها مطابق ۹-۲۱-۶ استفاده نمود.

۹-۱۶-۳-۱-۳ حداقل دو لایه میلگرد عرضی افقی باید در ارتفاعی معادل کم عمق ترین تیر فراهم نمود.

۹-۱۶-۳-۱-۴ فاصله میلگردهای عرضی (s) نباید از ۲۰۰ میلی متر در ارتفاعی معادل عمیق ترین تیر بیشتر شود.

۹-۱۶-۳-۲ **ناحیه اتصال دال به ستون**

۹-۱۶-۳-۲-۱ به جز مواردی که ناحیه اتصال از چهار طرف به دال متصل است، میلگردهای عرضی ستون (تنگها، دورپیچ ها یا دورگیرها مطابق ۹-۲۱-۶) باید در ناحیه اتصال ادامه یابند (شامل سر ستون، کتیبه و کلاهک برشی).

۹-۱۶-۳-۳ میلگردهای طولی

۹-۱۶-۳-۳-۱ طول مهاری میلگردهای طولی قطع شده در ناحیه اتصال یا ناحیه امتداد ستون (مطابق ۹-۱۶-۲-۶-الف) یا ناحیه امتداد تیر (مطابق ۹-۱۶-۲-۷-الف) باید مطابق ۹-۲۱-۳ باشد.

۹-۱۶-۳-۳-۲ در میلگردهای طولی قطع شده در ناحیه اتصال که قلاب استاندارد در انتها دارند جهت برگشت قلاب باید به سمت میانی عمق تیر یا ستون باشد.

۹-۱۶-۴ الزامات مقاومتی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۱۶-۴-۱ مقاومت برشی مورد نیاز

۹-۱۶-۴-۱-۱ نیروی برشی ناحیه اتصال $\boldsymbol{V_u}$ باید در صفحه میانی ارتفاع ناحیه اتصال با استفاده از نیروهای کششی و فشاری ناشی از خمش تیر و برش ستون منطبق با یکی از حالات زیر محاسبه شوند؛

الف) حداکثر لنگری که بین تیر و ستون انتقال می یابد و از طریق تحلیل با بارهای ضریبدار برای تیرهای پیوسته در راستای مورد بررسی تعیین می شود.

ب) مقاومت های اسمی تیرها.

۹-۱۶-۴-۲ مقاومت برشی طراحی

۹-۱۶-۴-۲-۱ مقاومت برشی طراحی ناحیه اتصال تیر به ستون باید معادله زیر را براورده نماید؛

$$\phi V_n \geq V_u$$

۹-۱۶-۴-۲-۲ ضریب $\boldsymbol{\phi}$ مطابق ۹-۷-۴ برای برش می باشد.

۹-۱۶-۴-۲-۳ $\boldsymbol{V_n}$ ناحیه اتصال مطابق جدول زیر محاسبه می شود؛

جدول ۹-۱۶-۱ مقاومت برشی اسمی ناحیه اتصال (V_n)

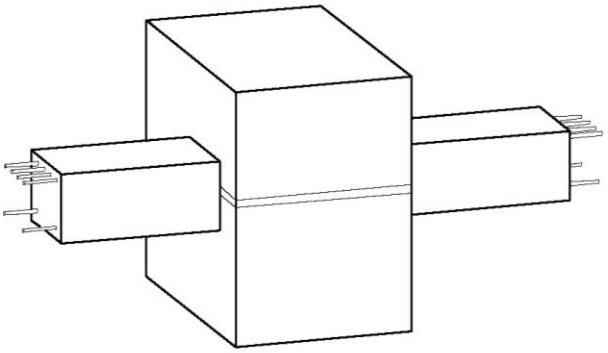
ستون	تیر در راستای V_u	محصور با تیرهای عرضی مطابق ۹-۱۶-۲-۸	$V_n\ (N)$
پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۷	محصور	$2\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
		محصور نشده	$1.66\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.66\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۷	محصور	$1.66\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$
		محصور نشده	$\lambda\sqrt{f_c'}\,A_j$

ضریب λ برای انواع بتن های ساخته شده با سنگدانه های سبک برابر ۰.۷۵ و برای بتن با سنگدانه های معمولی ۱.۰ می باشد.

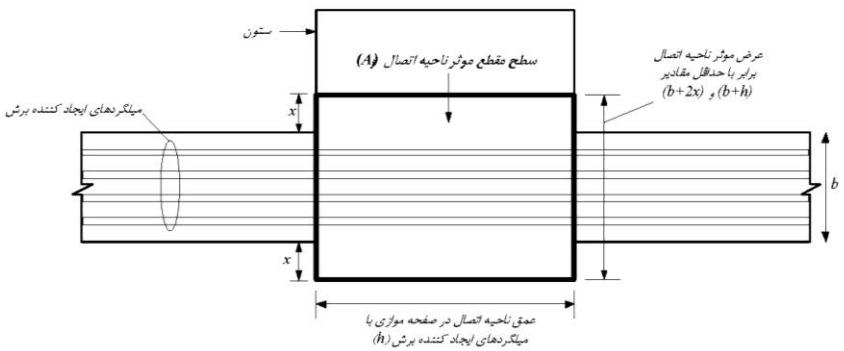
۹-۱۶-۲-۴-۴ سطح مقطع موثر ناحیه اتصال (A_j) از حاصلضرب عمق در عرض موثر ناحیه اتصال بدست می آید. عمق برابر عمق ستون در راستای مورد بررسی می باشد. عرض موثر در صورتیکه عرض تیر از عرض ستون بیشتر باشد برابر عرض ستون می باشد و در صورتیکه عرض ستون از عرض تیر بیشتر باشد حداقل مقادیر الف و ب می شود؛

الف) عرض تیر به علاوه عمق ستون

ب) دو برابر فاصله عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیکترین وجه ستون



دید سه بعدی ناحیه اتصال



دید از پلان ناحیه اتصال

شکل (۹-۱۶-۱) سطح مقطع موثر ناحیه اتصال (A_j)

۹-۱۶-۵ انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف

۹-۱۶-۵-۱ **اگر مقاومت فشاری مشخصه بتن سیستم کف کمتر از ۷۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون باشد، انتقال نیروی محوری از طریق سیستم کف باید مطابق بندهای (الف)، (ب) یا (پ) باشد؛**

الف) بتن دال کف در محدوده ستون و اطراف آن تا فاصله ۶۰۰ میلی متر از بر ستون باید با مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون ریخته شود. این بتن باید در تمام ضخامت سیستم کف ادامه یافته و اطمینان حاصل شود با بتن کف در سایر قسمت‌های مجاور یکپارچه شود.

ب) مقاومت طراحی ستون در محدوده ضخامت سیستم کف با استفاده از مقدار مقاومت فشاری مشخصه کمتر بتن به همراه آرماتورهای دوخت قائم و میلگردهای عرضی لازم تامین شود.

پ) برای ناحیه اتصال تیر به ستون که از چهار طرف به تیرهای تقریبا هم عمق اتصال دارد و ضوابط ۹-۱۶-۲-۷ را براورده می نماید و همچنین برای ناحیه اتصال دال به ستون که از چهار طرف به دال اتصال دارد ، مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون در ناحیه‌ی اتصال را می توان با فرض مقاومت فشاری بتن برابر با ۷۵ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون به علاوه ۳۵ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن کف محاسبه نمود، مشروط بر آنکه مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون از ۲.۵ برابر مقاومت فشاری مشخصه بتن سیستم کف بیشتر نباشد.

۹-۱۷ اتصالات اعضای سازه ای به یکدیگر

۹-۱۷-۱ گستره

۹-۱۷-۱-۱ این فصل به طراحی اتصالات اعضای بتنی به یکدیگر و نیز انتقال بار بین سطوح بتنی اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- اتصالات به شالوده ها

ب- انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی

پ- نشیمن‌ها

ت- اتصالات اعضای پیش ساخته

۹-۱۷-۲ اتصالات به شالوده‌ها

۹-۱۷-۲-۱ کلیات

۹-۱۷-۲-۱-۱ نیروها و لنگرهای ایجاد شده در پای ستون‌ها، دیوارها یا ستون پایه‌ها باید از طریق مقاومت اتکایی بتن و میلگردها، میلگردهای انتظار، میل مهارها یا اتصالات مکانیکی به شالوده‌ها منتقل شوند.

۹-۱۷-۲-۱-۲ میلگردها، میلگردهای انتظار یا اتصالات مکانیکی بین یک عضو و شالوده باید جهت انتقال نیروهای (الف) و (ب) طراحی شوند؛

الف- نیروی فشاری مازاد بر کمترین مقاومت اتکایی بتن عضو یا شالوده که مطابق ۹-۸-۸ محاسبه شده است.

ب- انواع نیروهای کششی محاسبه شده در سطح مشترک عضو و شالوده.

۹-۱۷-۲-۱-۳ انتقال نیروها بین یک ستون مرکب بتن-فولادی با هسته فولادی و شالوده باید با رعایت الزامات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام شود.

۹-۱۷-۲-۲ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۷-۲-۲-۱ نیروها و لنگرهای ضریب دار منتقل شده به شالوده باید مطابق ترکیب بارهای ضریب دار در فصل ۹-۷ و روش های تحلیل فصل ۹-۶ محاسبه شوند.

۹-۱۷-۲-۳ مقاومت طراحی

۹-۱۷-۲-۳-۱ مقاومت طراحی اتصالات بین ستون‌ها، دیوارها و ستون پایه ها با شالوده‌ها باید رابطه زیر را برای همه ترکیب بارها برآورده کنند. در اتصالات بین اعضای پیش ساخته با شالوده ها، الزامات بندهای یکپارچگی قائم مطابق بندهای ۹-۱۷-۵-۴-۳ یا ۹-۱۷-۵-۵-۲ باید رعایت شوند.

$$\phi S_n \geq U \qquad (۹-۱۷-۱)$$

که در آن S_n مقاومت اسمی خمشی، برشی، محوری، پیچشی، یا اتکایی اتصال است. ترکیب مقاومت خمشی و محوری اتصال باید مطابق ۹-۸-۴ محاسبه شده و ϕ مطابق ۹-۷-۳ تعیین شود.

۹-۱۷-۲-۳-۲ مقاومت ترکیبی خمشی محوری اتصالات باید مطابق بند ۹-۸-۴ تعیین شود.

۹-۱۷-۲-۳-۳ در سطح تماس بین یک عضو و شالوده، یا بین یک عضو و شالوده به همراه یک عضو اتکایی واسطه ، مقاومت اتکایی $\mathbf{B_n}$ باید مطابق ۹-۸-۸ برای سطوح بتنی محاسبه شود. $\mathbf{B_n}$ باید برابر با کمترین مقاومت اتکایی عضو یا سطح شالوده در نظر گرفته شود و نباید از مقاومت عضو اتکایی واسطه (در صورت وجود) فراتر رود.

۹-۱۷-۲-۳-۴ در سطح تماس بین عضو و شالوده، $\mathbf{V_n}$ را باید مطابق ضوابط برش اصطکاک ۹-۸-۹ و یا سایر روش‌های مناسب محاسبه نمود.

۹-۱۷-۲-۳-۵ در محل اتصال ستون ها، ستون پایه ها و یا دیوارهای پیش ساخته به شالوده ها، میل مهارها و مهارهای اتصالات مکانیکی باید با منظور نمودن بارهای حین نصب مطابق فصل ۹-۱۸ طراحی شوند. در این محلها اتصالات مکانیکی باید به گونه ای طراحی شوند که قبل از گسیختگی مهاری و یا شکست بتن اطراف به حد مقاومت خود برسند.

۹-۱۷-۲-۴ حداقل میلگرد در اتصال بین اعضای درجاریز و شالوده

۹-۱۷-۲-۴-۱ در اتصالات بین ستون یا ستون پایه درجاریز و شالوده، درصد میلگرد نباید کمتر از ۰/۰۰۵ سطح مقطع ناخالص عضو در نظر گرفته شود.

۹-۱۷-۲-۴-۲ در اتصالات بین دیوار درجاریز و شالوده مساحت میلگرد قائم نباید کمتر از مقدار ضابطه ۹-۱۳-۶ در نظر گرفته شود.

۹-۱۷-۲-۵ جزئیات اتصالات بین اعضای درجاریز و یا پیش ساخته با شالوده

۹-۱۷-۲-۵-۱ در اتصالات ستون، ستون پایه یا دیوار درجاریز به شالوده، میلگرد مورد نیاز براساس بندهای ۹-۱۷-۲-۲ و ۹-۱۷-۲-۳ باید با امتداد دادن میلگردهای طولی عضو در داخل شالوده یا از طریق میلگردهای انتظار تأمین شود.

۹-۱۷-۲-۵-۲ برای تامین پیوستگی، وصله ها و اتصالات مکانیکی میلگردهای طولی باید مطابق ۹-۱۲-۶-۴ و در صورت نیاز مطابق فصل ۹-۲۰-۹ باشند.

۹-۱۷-۲-۵-۳ در مواردی که از اتصال مفصلی یا گهواره‌ای در پای ستون یا ستون پایه درجاریز استفاده می‌شود، اتصال به شالوده باید الزامات بند ۹-۱۷-۲-۲ را برآورده نماید.

۹-۱۷-۲-۵-۴ در شالوده‌ها، وصله پوششی فشاری میلگردهای طولی به قطرهای بیش از ۴۵ میلیمتر که تحت همه ترکیب بارهای ضریب دار فشاری باشند مطابق ۹-۲۱-۴-۵-۲ مجاز می باشد.

۹-۱۷-۲-۵-۵ در محل اتصال ستون، ستون پایه یا دیوار پیش ساخته به شالوده ضوابط ۹-۱۷-۵-۴-۳ و یا ۹-۱۷-۵-۵-۲ باید رعایت شوند.

۹-۱۷-۲-۵-۶ در صورتیکه در ترکیب بارهای وارده مطابق ۹-۱۷-۲-۲، کششی در محل اتصال دیوار پیش ساخته ایجاد نشود، میلگردهای بندهای قائم یکپارچگی مطابق ۹-۱۷-۵-۴-۳ (ب) را می توان از طریق گیرایی در دال بتن مسلح ریخته شده بر روی زمین تامین نمود.

۹-۱۷-۳ انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی

۹-۱۷-۳-۱ کلیات

۹-۱۷-۳-۱-۱ در اعضای خمشی مرکب بتنی، انتقال کامل نیروهای برشی افقی باید در سطوح تماس قطعات متصل شده تأمین گردد.

۹-۱۷-۳-۱-۲ در مواردی که در سطوح تماس بین قطعات بتنی متصل شده به یکدیگر کشش وجود دارد، انتقال برش افقی از طریق تماس فقط در حالتی مجاز می باشد که میلگرد های عرضی مطابق بندهای ۹-۱۷-۳-۳ و ۹-۱۷-۳-۴ تأمین شده باشند.

۹-۱۷-۳-۱-۳ روش آماده سازی سطوح تماس بر اساس فرضیات طراحی باید در مدارک اجرایی مشخص شده باشد.

۹-۱۷-۳-۲ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۷-۳-۲-۱ نیروها و لنگرهای ضریبدار منتقل شده در طول سطح تماس اعضای خمشی بتنی مرکب باید مطابق ترکیب بارهای ضریب دار فصل ۹-۷ و روشهای تحلیل فصل ۹-۶ محاسبه شوند.

۹-۱۷-۳-۳ مقاومت طراحی

۹-۱۷-۳-۳-۱ طراحی برای انتقال برش افقی را می توان مطابق یکی از روشهای بندهای ۹-۱۷-۳-۳-۲ یا ۹-۱۷-۳-۳-۳ انجام داد.

۹-۱۷-۳-۳-۲ روش اول

در این روش در همه مقاطع در تمام سطوح تماس اعضای مرکب رابطه زیر باید برقرار باشد؛

$$\phi V_{nh} \geq V_u \qquad (۹-۱۷-۲)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی موجود در مقطع و V_{nh} مقاومت برشی اسمی افقی سطح تماس است که مطابق ضوابط بندهای (الف) یا

(ب) محاسبه می‌شود.

الف) در مواردی که $V_u > \phi(3.5b_v d)$ است، V_{nh} همان V_n محاسبه شده مطابق بند ۹-۸-۸ می‌باشد. b_v عرض سطح تماس و d فاصله بین تار فشاری انتهایی در کل مقطع عضو مرکب تا مرکز میلگرد های طولی کششی می باشد که لازم نیست کمتر از 0.8h درنظر گرفته شود.

ب) در مواردی که $V_u \leq \phi(3.5b_v d)$ است، V_{nh} مطابق جدول زیر محاسبه می شود؛

جدول ۹-۱۷-۱ مقاومت برشی اسمی افقی سطح تماس

	میلگرد انتقال برش	آماده‌سازی سطح تماس*	V_{nh} (N)
(الف)	$A_v \geq A_{v,min}$	بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت شده مضرس شده تا دامنه تقریبی ۶ میلیمتر	مقدار کمتر: $\lambda\left(1.8 + 0.6\frac{A_v f_{yt}}{b_v s}\right)b_v d$ و $3.5b_v d$
(ب)			
(پ)		بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت‌شده مضرس نشده	$0.55b_v d$
(ت)	دیگر موارد	بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت‌شده مضرس شده	$0.55b_v d$

* سطح تماس بتن باید تمیز و عاری از شیرابه باشد.

مقدار میلگرد حداقل $A_{v,min}$ در بند ۹-۱۷-۳-۴ تعیین شده است.

۹-۱۷-۳-۳-۳ روش دوم

در این روش نیروی برشی ضریب دار V_{uh} از تغییر در نیروی فشاری یا کششی ایجاد شده در اثر خمش در هر قطعه از عضو مرکب بتنی محاسبه شده و رابطه زیر باید در همه مقاطع در کلیه سطوح تماس دو قطعه برقرار باشد؛

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

مقاومت برشی افقی اسمی V_{nh} باید مطابق زیربندهای (الف) و (ب) در بند ۹-۱۷-۳-۳-۲ که در آنها مساحت سطح تماس دو قطعه جایگزین $b_v d$ شده و V_{uh} جایگزین V_u می شود محاسبه گردد. در این روش نسبت مساحت میلگردهای عرضی به فاصله آنها در عضو پیش ساخته باید تقریباً منطبق با الگوی توزیع نیروهای برشی در سطوح تماس اجزای عضو خمشی مرکب بتنی باشد.

۹-۱۷-۳-۳-۴ میلگرد های عرضی که در بتن از قبل ریخته‌شده قرار گرفته و در بتن درجای جدید ادامه می‌یابند و در هر دو سمت فصل مشترک طول گیرایی آنها تامین می شود، می توانند در محاسبه $\mathbf{V_{nh}}$ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۷-۳-۴ حداقل میلگرد برای انتقال برش افقی

۹-۱۷-۳-۴-۱ حداقل مساحت میلگرد انتقال برش که برای تحمل برش افقی بکار برده می شود، $A_{v,min}$، نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) زیر باشد:

$0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_y}$ (الف)

$3.5\frac{b_w s}{f_y}$ (ب)

که b_w عرض جان تیر می باشد.

۹-۱۷-۳-۵ جزئیات میلگردگذاری برای انتقال برش افقی

۹-۱۷-۳-۵-۱ میلگرد های لازم جهت انتقال برش افقی می توانند بصورت تک میلگرد یا سیم، خاموت‌های چند شاخه ای یا شاخه‌های قائم سیم های جوشی باشند.

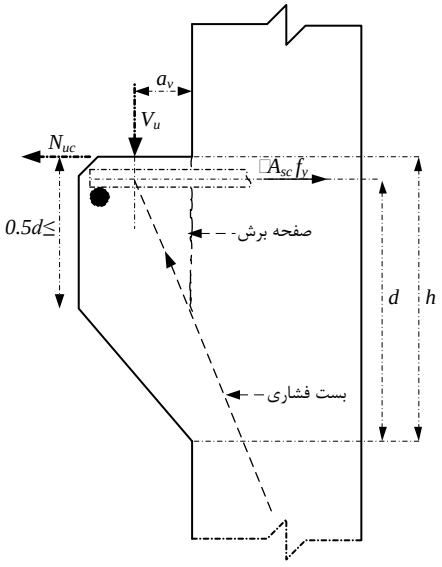
۹-۱۷-۳-۵-۲ فاصله طولی میلگردهای انتقال برش نباید بیشتر از حداقل دو مقدار ۶۰۰ میلیمتر و چهار برابر حداقل بعد عضو تحمل شده در نظر گرفته شود.

۹-۱۷-۳-۵-۳ میلگردهای انتقال برش باید در قطعات متصل شونده، طول گیرایی در کشش مطابق بند ۹-۲۱-۳ را تامین نمایند.

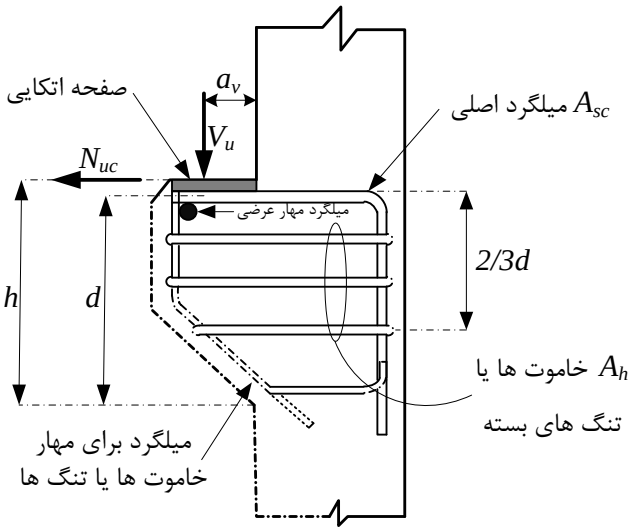
۹-۱۷-۴ نشیمن ها

۹-۱۷-۴-۱ کلیات

نشیمن‌ها را بطور کلی می توان بر اساس روش تحلیل خرپایی طراحی کرد. ولی در مواردی که نسبت دهانه برش به ارتفاع $a_v/d \leq 1.0$ و نیروی قیدی ضریب دار وارد بر آنها $N_{uc} \leq V_u$ باشد، می‌توان آنها را بر اساس ضوابط این فصل طراحی نمود.



شکل ۹-۱۷-۱ انواع تلاش ها در یک نشیمن



شکل ۹-۱۷-۲ میلگردگذاری نشیمن

۹-۱۷-۴-۲ محدودیت های ابعادی

۹-۱۷-۴-۲-۱ عمق مؤثر d برای نشیمن باید در بر وجه تکیه‌گاه محاسبه شود.

۹-۱۷-۴-۲-۲ عمق کل نشیمن در لبه خارجی سطح باربر باید حداقل 0.5d باشد.

۹-۱۷-۴-۲-۳ هیچ بخشی از سطح باربر روی نشیمن نباید بیشتر از (الف) یا (ب) از بر تکیه گاه بیرون بزند:

الف- انتهای قسمت مستقیم میلگرد کششی اصلی

ب- بر داخلی میلگرد مهار عرضی، در صورت استفاده

۹-۱۷-۴-۲-۴ ابعاد نشیمن باید طوری انتخاب شوند که مقدار V_u/ϕ از مقادیر الف و ب تجاوز نکند؛

الف- در نشیمن های ساخته شده با بتن معمولی:

الف) $0.2f'_c b_w d$

ب) $(3.3 + 0.08f'_c)b_w d$

پ) $11b_w d$

ب- در نشیمن های ساخته شده با بتن سبک:

الف) $\left(0.2 - 0.07\frac{a_v}{d}\right) f'_c b_w d$

ب) $\left(5.5 - 1.9\frac{a_v}{d}\right) b_w d$

در روابط فوق b_w عرض نشیمن می باشد.

۹-۱۷-۴-۳ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۷-۴-۳-۱ مقطع بر تکیه گاه نشیمن‌ها باید برای تلاش برشی V_u و نیروی قیدی N_{uc} که همزمان وارد می شوند، همراه با لنگر خمشی M_u طراحی شوند.

۹-۱۷-۴-۳-۲ مقادیر V_u و N_{uc} مقادیر حداکثر محاسبه شده از ترکیبات بارها می باشند. N_{uc} را می توان مطابق ۹-۱۷-۵-۲-۳ و یا ۹-۱۷-۵-۲-۴ محاسبه نمود.

۹-۱۷-۴-۴ مقاومت طراحی

۹-۱۷-۴-۴-۱ ضابطه $\phi S_n \geq U$ برای تلاش های مختلف طبق بندهای الف تا پ باید برقرار باشد؛

الف) مقاومت برشی اسمی V_n طبق ضوابط ۹-۸-۸ مربوط به برش- اصطکاک محاسبه می شود. A_{vf} سطح مقطع میلگرد لازم برای تحمل برش است که از صفحه مفروض برش عبور می کند ($\phi V_n \geq V_u$).

ب) مقاومت خمشی اسمی M_n طبق ضوابط بند ۹-۸-۲۲ مربوط به خمش بر اساس A_f سطح مقطع میلگرد کششی لازم برای تحمل خمش محاسبه می شود ($\phi M_n \geq M_u$).

پ) مقاومت کششی اسمی N_n بر اساس A_n سطح مقطع میلگردی که کشش را تحمل می کند مطابق رابطه زیر بدست می آید ($\phi N_n \geq N_{uc}$).

$$N_n = A_n f_y \qquad (۵-۱۷-۹)$$

۹-۱۷-۴-۵ حداقل میلگرد

۹-۱۷-۴-۵-۱ مساحت میلگرد کششی اصلی، A_{sc} نباید کمتر از حداکثر مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف) $A_f + A_n$

ب) $(2/3)A_{vf} + A_n$

پ) $0.04(f'_c/f_y)(b_w d)$

۹-۱۷-۴-۵-۲ مساحت کل سنجاقی ها یا خاموت‌های بسته (A_h) که به موازات میلگرد کششی اصلی قرار می گیرند نباید کمتر از مقدار زیر باشد:

$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n)$

۹-۱۷-۴-۶-۹ جزئیات میلگردگذاری

۹-۱۷-۴-۶-۱-۹ پوشش میلگردها باید مطابق بند ۹-۴-۹ باشد.

۹-۱۷-۴-۶-۲-۹ حداقل فاصله میلگردهای آجدار باید مطابق ۹-۲۱-۲ باشد.

۹-۱۷-۴-۶-۳-۹ گیرایی میلگرد کششی اصلی از بر وجه جلویی نشیمن باید به یکی از روش های (الف)، (ب)، یا (پ) انجام شود:

الف- جوش به یک میلگرد عرضی به قطر مشابه یا بزرگتر از میلگردمیلگرد اصلی به گونه ای که قادر باشد تنش f_y را در میلگرد اصلی تامین نماید.

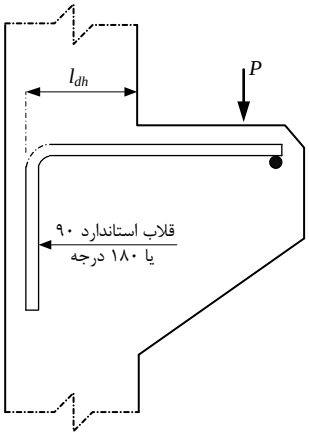
ب- خم کردن میلگرد کششی اصلی به شکل یک حلقه افقی.

پ- روش های مهاری دیگر که برای گیرایی کامل میلگرد اصلی کافی باشد.

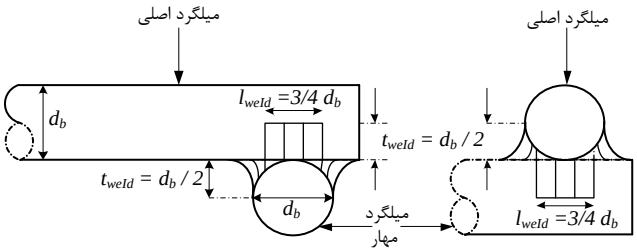
۹-۱۷-۴-۶-۴-۹ طول گیرایی میلگرد کششی اصلی باید از بر تکیه‌گاه بطور کامل تامین شود.

۹-۱۷-۴-۶-۵-۹ در تامین طول گیرایی میلگرد کششی در طول نشیمن باید توزیع تنش در میلگرد که به دلیل عمیق بودن ارتفاع نشیمن مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نمی‌باشد را منظور نمود.

۹-۱۷-۴-۶-۶-۹ فاصله سنجاق‌ها یا خاموت‌های بسته از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که A_h به طور یکنواخت در طول $(2/3)d$ از زیر میلگرد کششی اصلی توزیع شود.



شکل ۹-۱۷-۳ نمونه مهار در دو انتهای میلگردمیلگرد اصلی



شکل ۹-۱۷-۴ جزئیات جوش پیشنهادی برای اتصال میلگرد مهار عرضی به میلگرد طولی اصلی

۹-۱۷-۵ اتصالات اعضای پیش‌ساخته

۹-۱۷-۵-۱ کلیات

۹-۱۷-۵-۱-۱ در اتصالات اعضای پیش ساخته، انتقال نیروها از طریق ملات، کلیدهای برشی، اتکا، مهارها، اتصالات مکانیکی، آرماتورهای فولادی، روکش های مسلح یا ترکیبی از این موارد مجاز می باشد. طراحی اتصالات در اعضای بتنی پیش ساخته باید بر اساس آیین نامه‌های معتبر مرتبط انجام گیرد. علاوه بر آن ضوابط کلی بندهای زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

۹-۱۷-۵-۱-۲ کفایت اتصالات باید با تحلیل یا آزمایش مشخص شود.

۹-۱۷-۵-۱-۳ استفاده از اتصالاتی که فقط متکی به اصطکاک ناشی از بارهای ثقلی هستند مجاز نمی باشد.

۹-۱۷-۵-۱-۴ اتصالات و مناطقی از اعضا در مجاورت اتصالات باید جهت مقاومت در برابر تلاشهای مختلف طراحی شوند و بتوانند تغییر شکل‌های ناشی از تمام بارها در سیستم سازه ای پیش‌ساخته را تحمل نمایند.

۹-۱۷-۵-۱-۵ در طرح اتصالات باید تاثیرات سازه ای قیدی ناشی از تغییرات حجمی را در نظر گرفت.

۹-۱۷-۵-۱-۶ در طرح اتصالات باید تاثیرات رواداری های مشخص‌شده برای ساخت و نصب اعضای پیش‌ساخته را در نظر گرفت.

۹-۱۷-۵-۱-۷ در طرح اتصالاتی که از چندین جزء تشکیل شده اند باید اختلافات در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری کلیه اجزاء را در نظر گرفت.

۹-۱۷-۵-۱-۸ بندهای یکپارچه کننده باید در راستاهای قائم، طولی و عرضی و در پیرامون سازه طبق ۹-۱۷-۵-۴ یا ۹-۱۷-۵-۵ تأمین شوند.

۹-۱۷-۵-۲ مقاومت مورد نیاز

۹-۱۷-۵-۲-۱ مقاومت مورد نیاز اتصالات و مناطق مجاور اتصالات باید طبق ترکیبات بار ۹-۷-۲ محاسبه شوند.

۹-۱۷-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز اتصالات و مناطق مجاور اتصالات باید طبق روش‌های تحلیل فصل ۹-۶ محاسبه شوند.

۹-۱۷-۵-۲-۳ در اتصالات اتکایی N_{uc} از الف یا ب محاسبه می شود و نباید از $N_{uc,\ max}$ بیشتر باشد که $N_{uc,\ max}$ حداکثر نیروی قیدی می باشد که از طریق سیستم بار اتکایی اتصال انتقال می یابد. این نیرو باید با ضریب ترکیب بار زنده به همراه دیگر اثرات بارهای ضریبدار محاسبه گردد؛

الف) برای اتصالات بدون پد اتکایی، N_{uc} همزمان با با استفاده از ضرایب ترکیب بار مطابق ۷-۳-۳ محاسبه می شود. نیروی قیدی بصورت نیروی زنده فرض می شود.

ب) برای اتصالات دارای پد اتکایی، N_{uc} ۲۰ درصد نیروی عکس العمل قائم می باشد با ضریب بار ۱.۶.

۹-۱۷-۵-۲-۴ درصورتی که ضریب اصطکاک مصالح پد اتکایی توسط آزمایش مشخص شده باشد، $N_{uc,\ max}$ را می توان از حاصلضرب ضریب اصطکاک در نیروی عکس العمل قائم با ضریب بار ۱.۶ محاسبه نمود.

۹-۱۷-۵-۳ مقاومت طراحی

۹-۱۷-۵-۳-۱ برای همه ترکیب بارها، مقاومت طراحی اتصالات اعضای پیش‌ساخته باید شرط ذیل را برآورده کند؛

$$S_n \geq U \qquad (۹-۱۷-۶)$$

۹-۱۷-۵-۳-۲ ϕ مطابق ۹-۷-۳ تعیین می شود.

۹-۱۷-۵-۳-۳ در سطوح تماس بین اعضا و تکیه گاه آنها یا بین یک عضو و تکیه گاه آن به وسیله یک عضو تکیه گاهی واسطه، مقاومت اتکایی اسمی برای سطوح بتنی، B_n، باید مطابق ۹-۸-۸ محاسبه شود. B_n باید کمتر از مقاومت اتکایی اسمی بتن برای سطح عضو یا تکیه گاه آنها باشد و نباید از مقاومت عضو تکیه گاهی واسطه در صورت وجود فراتر رود.

۹-۱۷-۵-۳-۴ اگر بارگذاری اصلی وارده برش باشد و انتقال برش در یک صفحه رخ می‌دهد، V_n می تواند مطابق شرایط ویژه برش اصطکاک مطابق ۹-۸-۹ محاسبه شود.

۹-۱۷-۵-۴ حداقل الزامات مقاومت اتصال و بند یکپارچگی

۹-۱۷-۵-۴-۱ به غیر از مواردی که شرایط ۹-۱۷-۵-۵ حاکم است، بندهای یکپارچگی طولی و عرضی باید اعضای پیش‌ساخته را به سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی متصل کنند و بندهای یکپارچگی قائم باید طبق ۹-۱۷-۵-۴-۳ فراهم شوند تا کف های مجاور را به یکدیگر و به بام متصل کنند.

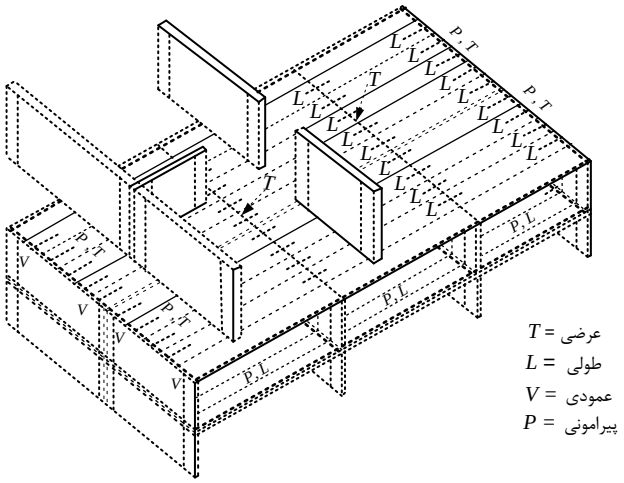
۹-۱۷-۵-۴-۲ در مواردی که دیافراگم‌های کفها یا بام از اعضای پیش ساخته تشکیل شده اند اتصالات بین دیافراگم ها و اعضایی که به طور جانبی به دیافراگم تکیه دارند نباید دارای مقاومت کششی کمتر از ۴.۴ kN در هر متر طول باشد.

۹-۱۷-۵-۴-۳ در درزهای افقی بین تمامی اعضای سازه‌ای پیش‌ساخته قائم (به جز نما) باید بندهای قائم یکپارچگی فراهم شود. این بندها باید شرایط (الف) و (ب) را داشته باشند؛

الف- اتصالات بین ستون‌های پیش‌ساخته با یکدیگر باید دارای بندهای یکپارچگی قائم با مقاومت کششی اسمی حداقل $1.4A_g$ نیوتن بوده که در آن A_g سطح مقطع ناخالص ستون است. برای ستون‌های با سطح مقطع بزرگ‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس بارگذاری، استفاده از یک سطح مقطع مؤثر کاهش‌یافته بر اساس سطح مقطع مورد نیاز که در هر حال از نصف سطح مقطع ناخالص ستون کمتر نباشد مجاز می‌باشد.

ب- اتصالات بین قطعات دیوارهای پیش‌ساخته باید دارای حداقل دو بند یکپارچگی قائم با مقاومت کششی اسمی حداقل 44kN در هر بند باشند.

۹-۱۷-۵-۵ الزامات بندهای یکپارچگی برای سازه‌های دیوار باربر از بتن پیش‌ساخته با ارتفاع سه طبقه و بیشتر



شکل ۹-۱۷-۵-۱ آرایش متداول بندهای یکپارچگی در سازه‌های با ارتفاع سه طبقه و بیشتر

۹-۱۷-۵-۵-۱ بندهای یکپارچگی در سیستم‌های کف و بام باید موارد (الف) تا (و) زیر را برآورده کنند:

الف- بندهای یکپارچگی طولی و عرضی با مقاومت کششی اسمی حداقل 22kN در هر متر عرض یا طول سیستم های کف و بام باید تعبیه شوند.

ب- بندهای یکپارچگی طولی و عرضی باید در تمام تکیهگاههای دیوار داخلی و بین سیستم کف و یا بام و دیوارهای خارجی تأمین شوند.

پ- بندهای یکپارچگی طولی و عرضی باید در داخل صفحه یا حداکثر تا فاصله ۶۰۰ mm از صفحه سیستم کف یا بام قرار بگیرند.

ت- بندهای یکپارچگی طولی باید به موازات دهانه‌های دال کف یا بام قرار بگیرند و فاصله‌شان از مرکز نباید بیشتر از ۳ متر باشد. شرایط لازم برای انتقال نیروها در اطراف بازشوها باید فراهم گردد.

ث- بندهای یکپارچگی عرضی باید عمود بر دهانه‌های دال کف یا بام قرار بگیرند و فاصله‌شان بیشتر از فاصله دیوارهای باربر نباشد.

ج- بندهای یکپارچگی پیرامون کف یا بام، در محدوده ۱/۲ متر از لبه، باید مقاومت کششی اسمی حداقل 71kNداشته باشند.

۹-۱۷-۵-۵-۲ در بندهای یکپارچگی قائم باید موارد (الف) تا (پ) رعایت شوند:

الف- بندهای یکپارچگی باید در تمام قطعات دیوار تأمین شده و در سراسر ارتفاع ساختمان پیوسته باشند.

ب- بندهای یکپارچگی باید مقاومت کششی اسمی حداقل 44kN در هر متر طول افقی دیوار را تأمین کنند.

پ- حداقل دو بند یکپارچگی باید در هر چشمه دیوار تأمین شوند.

۹-۱۷-۵-۶ حداقل ابعاد در اتصالات اتکایی

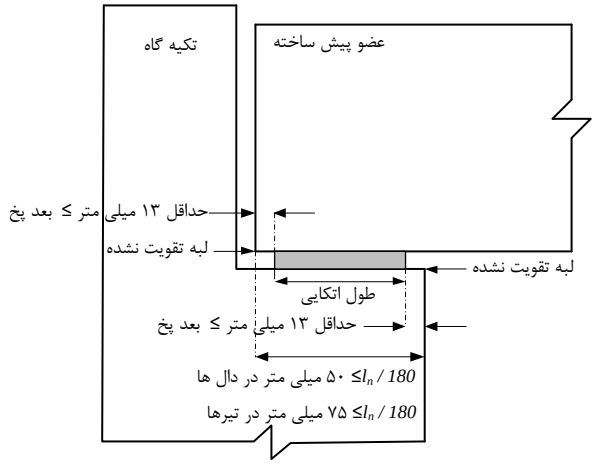
۹-۱۷-۵-۶-۱ ابعاد اتصالات اتکایی باید ضوابط ۹-۱۷-۵-۶-۲ و ۹-۱۷-۵-۶-۳ را برآورده کنند مگر آنکه تحلیل یا آزمایش نشان دهد که ابعاد کوچک‌تر در عملکرد اختلالی ایجاد نمی‌کند.

۹-۱۷-۵-۶-۲ در دال‌ها، تیرها، یا دالها و تیرهای Tشکل و Uشکل پیش‌ساخته، حداقل ابعاد طراحی از بر تکیه‌گاه تا انتهای عضو پیش‌ساخته در راستای دهانه، با لحاظ رواداریهای مشخص شده، باید مطابق با جدول ۹-۱۷-۲ باشد.

جدول ۹-۱۷-۲ حداقل ابعاد طراحی از بر تکیه‌گاه تا انتهای عضو پیش‌ساخته

نوع عضو	حداقل بعد به میلی متر
دال توخالی یا توپر	بزرگترین مقادیر $l_n/180$ و ۵۰ میلی متر
تیر	بزرگترین مقادیر $l_n/180$ و ۷۵ میلی متر

۹-۱۷-۵-۶-۳ بالشتک‌های اتکایی در مجاورت وجوه تقویت نشده باید به فاصله‌ای حداقل ۱۳ میلی متر یا به اندازه بعد پخ (در صورت موجود بودن) از بر تکیه‌گاه و انتهای عضو پیش ساخته عقب تر باشند.



شکل ۹-۱۷-۵-۲ حداقل ابعاد در اتصالات اتکایی

۹-۱۸ مهار به بتن

۹-۱۸-۱ گستره

۹-۱۸-۱-۱ ضوابط به روش‌های مهار به بتن برای انتقال بارهای سازه‌ای کششی، برشی ویا ترکیب آنها اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- اتصال اعضاء سازه‌ای به یکدیگر

ب- اتصال قطعات الحاقی مربوط به ایمنی به اعضاء سازه‌ای مانند سیستم‌های آب‌پاش، لوله‌های تاسیساتی سنگین آویزان، نرده‌های جان پناه‌ها، و غیره

سطوح ایمنی سازه‌ای مورد نظر در این فصل برای دوران بهره‌برداری بوده و الزاما شرایط کوتاه مدت حین ساخت را شامل نمی‌شود.

۹-۱۸-۱-۲ ضوابط طراحی این فصل برای انواع مختلف مهارهای زیر می‌باشد:

الف- مهارهای تعبیه‌شده قبل از بتن‌ریزی (شکل ۹-۱۸-۱ الف) شامل پیچ‌های مستقیم با مهره در دو انتها، پیچ‌های سردار و گل‌میخ‌های سردار و پیچ‌های با قلاب ۹۰ و ۱۸۰ درجه. ابعاد هندسی این مهارها باید به گونه‌ای باشد که مقاومت بیرون کشیدگی بیشتر یا مساوی $1/4N_p$ در بتن ترک‌نخورده را تحمل نمایند، که در آن N_p بر اساس بند ۹-۱۸-۴-۳-۲ محاسبه می‌شود.

ب- مهارهای کاشتنی چسبی، انبساطی (نصب به روش کنترل جابجایی یا پیچش) و زیرچاکی (شکل ۹-۱۸-۱ ب). مناسب بودن این مهارها برای کاربرد در بتن ترک‌نخورده یا بتن ترک‌خورده یا کاربرد لرزه‌ای و سایر الزامات، باید بر اساس تامین ضوابط مراجع ۹-۱۸-۱ و ۹-۱۸-۲ (که در ادامه این فصل از آنها تحت عنوان مراجع مورد تائید یاد می‌شود) بررسی شود. انطباق با ضوابط مراجع مورد تائید باید توسط یک مرکز آزمایشگاهی مستقل تائید شود. در این راستا می‌توان از گزارشات ارزیابی مطابق مراجع ۹-۱۸-۳ و ۹-۱۸-۴ جهت بررسی مناسب بودن مهار کاشتنی خاص برای کاربرد مورد نظر استفاده نمود.

ج- قطعات الحاقی با زبانه برشی

۹-۱۸-۱-۳ ضوابط این فصل شامل مهارهای زیر نیست

الف- میخ‌ها و یا پیچ‌های خاص

ب- پیچ‌هایی که از کل ضخامت قطعه می‌گذرند و در دو انتها با مهره سفت می‌شوند.

پ- مهارهای چندتائی متصل به یک صفحه فولادی انتهایی مشترک.

ت- مهارهای گروتی.

ث- مهارهای میخی یا پیچی نصب شده با دستگاه‌های عمل‌کننده با فشار هوا یا فشار ناشی از واکنش شیمیایی انفجاری.

۹-۱۸-۱-۴ موارد زیر در انتخاب، طراحی و نصب مهار باید در نظر گرفته شوند

الف- انتخاب نوع مهار باید با در نظر گرفتن موارد زیر انجام شود

- مناسب بودن مهار برای کاربرد در بتن ترک‌خورده یا ترک‌نخورده و نیز کاربرد لرزه‌ای.
- لرزه‌خیزی ساختگاه و در صورت لزوم در نظر گرفتن الزامات لرزه‌ای بخش ۹-۱۸-۸.
- ضوابط این فصل را نمی‌توان برای طراحی مهارهایی بکار برد که در نواحی تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای بتنی که تحت نیروهای زلزله قرار دارند.
- فولاد مهار باید از نوع آجدار مطابق ۹-۴-۵-۱ و تامین‌کننده ضوابط ۹-۸-۴-۹ باشد.
- پوشش مناسب بر اساس شرایط محیطی (الزامات دوام) و ضوابط مقاومت در برابر آتش باید برای مهار و ملحقات آن تامین شود.

ب- کاشتن مهارهای چسبی در بتن باید حداقل ۲۱ روز پس از بتن‌ریزی انجام شود.

پ- عملیات سوراخ‌کاری بتن سخت‌شده، تمیزکاری سوراخ‌ها و نصب مهار باید بر اساس روش تعیین شده توسط شرکت سازنده مهار کاشتنی انجام شود.

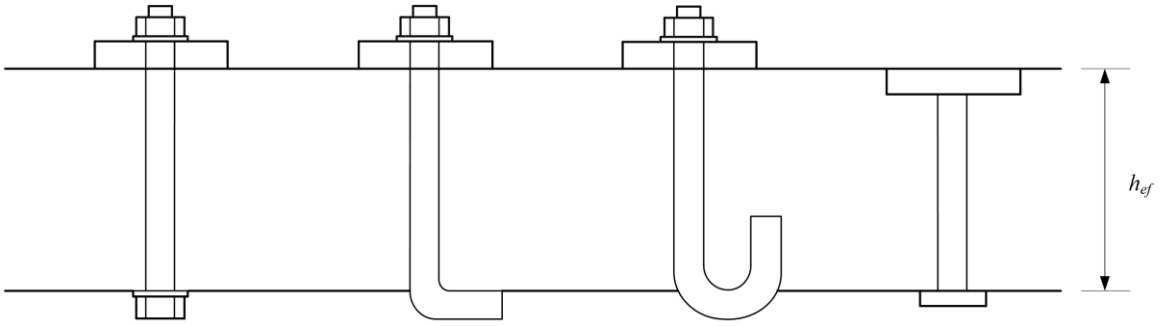
ت- حین عملیات سوراخ‌کاری، میلگردهای مجاور سوراخ کاشت نباید آسیب ببینند. در اعضای پیش تنیده، فاصله حداقل سوراخ و میلگرد پیش تنیدگی نباید از ۵۰ میلیمتر کمتر باشد.

ث- سوراخ‌هایی که نیمه کاره رها می‌شوند، باید توسط ملات با مقاومت بیشتر از مقاومت بتن پایه و بدون جمع‌شدگی پر شوند.

ج- آرماتورهائی که با طول مهاری خود جزئی از مقاومت مهار را تامین می‌کنند، باید بر اساس ضوابط فصل ۹-۲۱ طراحی شوند.

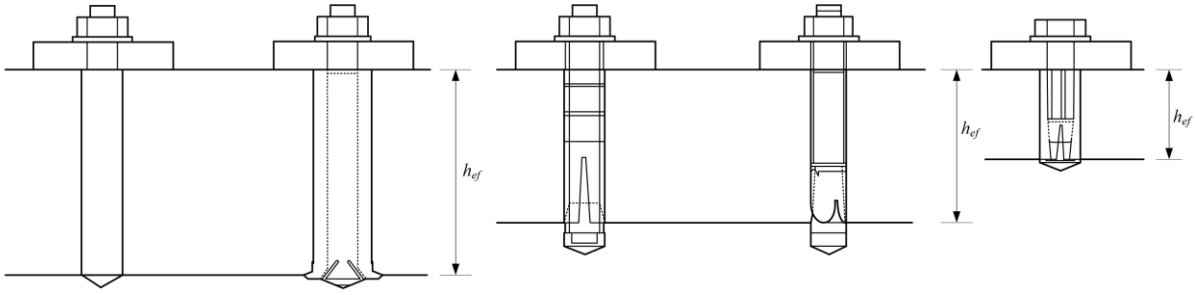
چ- برداشتن و نصب مجدد مهارهای کاشتنی مکانیکی شامل مهارهای انبساطی و زیرچاکی مجاز نیست.

۹-۱۸-۱-۵ کاربردهائی که به طور عمده شامل بارهای با تکرار بالا و یا بارهای ضربه‌ای هستند، در این فصل پوشش داده نشده است.



گل‌میخ سردار | **پیچ با قلاب ۱۸۰ درجه** | **پیچ با قلاب ۹۰ درجه** | **پیچ سردار**

(الف) مهارهای تعبیه‌شده



مهار انبساطی ضربه‌ای نصب با اعمال جابجایی | **مهار انبساطی گوه‌ای نصب با اعمال پیچش** | **مهار انبساطی غلاف‌دار نصب با اعمال پیچش** | **مهار زیرچاکی** | **مهار چسبی**

(ب) مهارهای کاشتنی انبساطی، زیرچاکی و چسبی

شکل ۹-۱۸-۱ انواع مهارها.

۹-۱۸-۲ کلیات

۹-۱۸-۲-۱ مهارهای تکی و چندتائی (گروهی) باید برای بحرانی‌ترین اثرات بارهای ضریب‌دار و بر اساس روش‌های تحلیل الاستیک طراحی شوند. استفاده از روش‌های تحلیل پلاستیک فقط در صورتی که مقاومت اسمی مهار توسط اعضاء فولادی شکل‌پذیر کنترل شده و همسازی تغییر شکل‌ها تامین شود، مجاز می‌باشد.

۹-۱۸-۲-۲ در مواردی که فاصله دو یا چند مهار از یکدیگر از فواصل بحرانی زیر کمتر باشد، اثرات گروهی مهارها در گسیختگی باید منظور شود

الف- در حالت گسیختگی مخروطی بتن در کشش، برابر با $3\ h_{ef}$

ب- در حالت گسیختگی مقاومت پیوستگی در کشش، برابر با $2\ C_{Na}$

پ- در حالت گسیختگی لبه بتن در برش، برابر با C_{a1} ۳

در بندهای فوق h_{ef} عمق موثر مهار در بتن، C_{Na} برابر با فاصله محور مهار تا تصویر سطح گسیختگی روی سطح آزاد بتن (به بند ۹-۱۸-۴-۲-۱ مراجعه شود) برای مهار چسبی، و C_{a1} برابر با فاصله محور مهار تا لبه خارجی بتن در امتداد اعمال برش (به بند ۹-۱۸-۴-۵-۱ مراجعه شود) می‌باشد. اثرات گروهی فقط برای مهارهایی در گروه منظور می‌شود که در معرض حالت-های شکست مشخص مورد نظر باشند.

۹-۱۸-۲-۳ مقاومت طراحی مهارها باید مساوی یا بیشتر از حداکثر مقاومت مورد نیاز مبتنی بر ترکیب بارهای طراحی فصل ۹-۷ باشد، مگر آنکه ضوابط لرزه‌ای ۹-۱۸-۸ حاکم شود.

۹-۱۸-۲-۴ در مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا، باید ضوابط مراجع مورد تائید در خصوص حساسیت به زاویه نصب تامین شود. درمهارهای چسبی تکی که تحت بار کششی دائمی قرار دارند و نیز برای مهارهای گروهی چسبی برای مهاری که تحت بیشترین بار کششی دائمی است، ، ضوابط بند ۹-۱۸-۴-۶ باید رعایت شود. نصب و بازرسی مهارهای چسبی باید مطابق ضوابط ۹-۱۸-۹-۳ و نصب و بازرسی مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا که تحت بار کششی دائمی قرار دارند، باید مطابق بندهای ۹-۱۸-۹-۳ و ۹-۱۸-۹-۴ انجام شود.

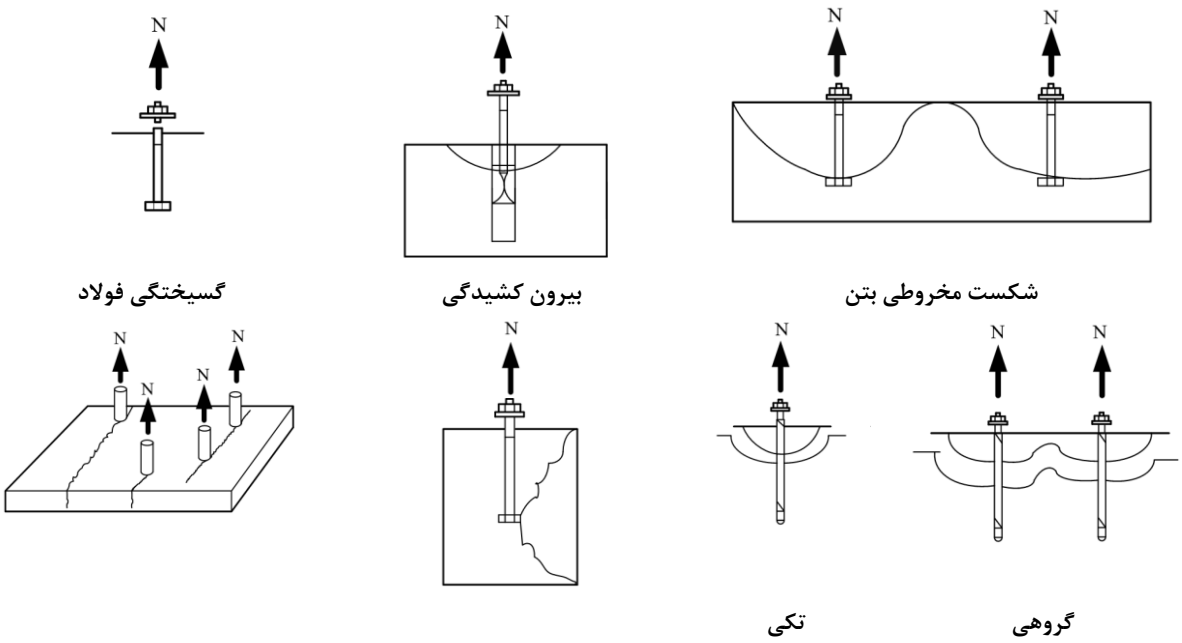
۹-۱۸-۲-۵ ضریب اصلاح λ_a برای بتن‌های سبک به صورت زیر تعیین می‌شود:

- برای محاسبات گسیختگی بتن در مهارهای تعبیه‌شده و زیرچاکی، برابر با λ
- برای محاسبات گسیختگی بتن در مهارهای انبساطی و چسبی، برابر با 0.8λ
- برای محاسبات گسیختگی پیوستگی در مهارهای چسبی در معادله ۹-۱۸-۱۷، برابر با 0.6λ

۹-۱۸-۲-۶ مقدار f'_c مورد استفاده در محاسبات این فصل نباید از ۷۰ مگاپاسکال برای مهارهای تعبیه‌شده و ۵۵ مگاپاسکال برای مهارهای کاشتنی بیشتر در نظر گرفته شود. انجام آزمایش برای کلیه مهارهای کاشتنی الزامی است.

۹-۱۸-۳ الزامات کلی طراحی

۹-۱۸-۳-۱ طراحی مهارها برای حالات گسیختگی مختلف (شکل ۹-۱۸-۲) باید بر اساس ضوابط بند ۹-۱۸-۳-۲ صورت گیرد. همچنین می‌توان طراحی را بر اساس احتمال شکست پنج درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید انجام داد.

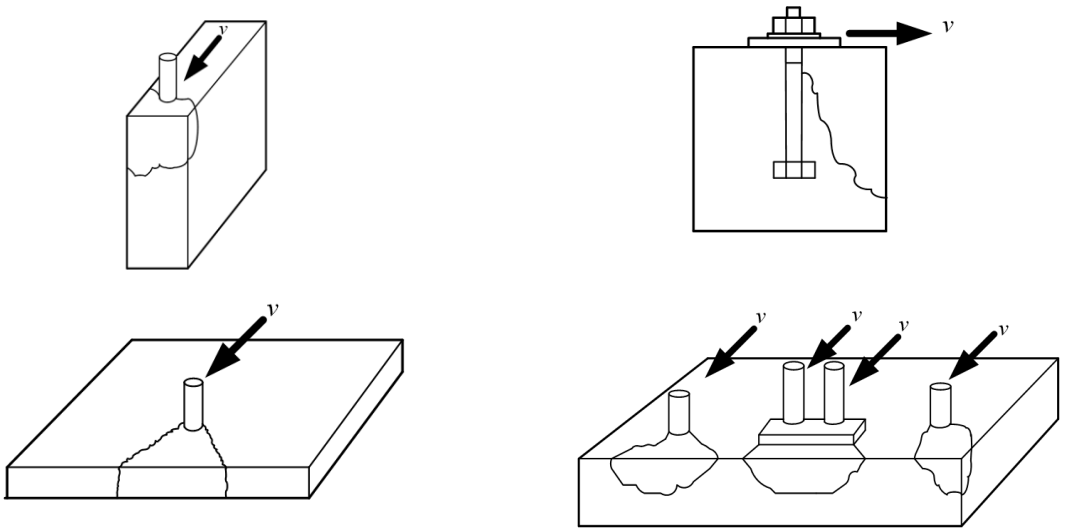


شکست مخروطی بتن — بیرون کشیدگی — گسیختگی فولاد

گروهی — تکی — گسیختگی پیوستگی

بیرون‌زدگی جانبی بتن — دو نیم‌شدگی بتن

(الف) بارهای کششی



شکست لبه بتن

قلوه‌کن شدگی بتن
مهارهای دور از لبه

گسیختگی فولاد بعد از
خرد شدن بتن

(ب) بارهای برشی

شکل ۹-۱۸-۲ انواع حالات گسیختگی مهارها در کشش و برش.

۹-۱۸-۳-۲ مقاومت مهارها برای انواع حالات گسیختگی باید مطابق جدول ۹-۱۸-۱ تعیین شود. در ضمن ضوابط تامین مقاومت دو نیم‌شدگی بتن مطابق بخش ۹-۱۸-۷ و در صورت لزوم ضوابط بارهای لرزه‌ای بخش ۹-۱۸-۸ باید در نظر گرفته شوند.

جدول ۹-۱۸-۱. مقاومت مهار برای انواع حالات گسیختگی.

نوع بار	حالت گسیختگی	بند	نوع مهار			مهار تک	مهار گروهی	
			مهار تعبیه-شده	مهار کاشتنی انبساطی و زیرچاکی	مهار چسبی		هر مهار	مهارها در یک گروه مهار
کشش	مقاومت فولاد مهار	۹-۱۸-۴-۱	■	■	■	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی مخروطی بتن	۹-۱۸-۴-۲ *	■	■	■	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت بیرون کشیدگی بتن	۹-۱۸-۴-۳	■	■		$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن	۹-۱۸-۴-۴	■	■		$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی بتن	۹-۱۸-۴-۵ **			■	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی در کشش دائمی	۹-۱۸-۴-۶			■	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	
برش	مقاومت فولاد مهار	۹-۱۸-۵-۱	■	■	■	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی لبه بتن	۹-۱۸-۵-۲ *	■	■	■	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	مقاومت قلوه‌کنی بتن	۹-۱۸-۵-۳	■	■	■	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

* این ضوابط فقط برای مهارهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۰۰ میلیمتر قابل اعمال است.

** این ضوابط فقط برای مهارهای با طول مدفون $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ قابل اعمال است.

۹-۱۸-۳-۳ در مواردی که مقاومت مهار بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین می‌شود، باید مصالح مورد استفاده در آزمایش و سازه یکسان بوده و مقاومت اسمی بر اساس احتمال شکست ۵ درصد تعیین شود. برای مقاومت-های اسمی متناظر حالات گسیختگی بتن باید اثر ابعاد، تعداد مهار، فاصله مهارها از یکدیگر و لبه، اثر ضخامت عضو بتنی، خروج از مرکزیت بار اعمالی و وجود یا عدم وجود ترک خوردگی در بتن در نظر گرفته شود. محدودیتهای فاصله مهارها از یکدیگر و لبه در مدلهای طراحی باید با آزمایش‌ها همخوانی داشته باشد.

۹-۱۸-۳-۴ برای مهارهای با قطر بیش از ۱۰۰ میلیمتر، الزامات مقاومت گسیختگی مخروطی بتن در کشش و گسیختگی لبه بتن در برش باید براساس ۹-۱۸-۳-۳ تامین شود.

۹-۱۸-۳-۵ برای مهارهای چسبی با طول کمتر از $4d_a$ و بیشتر از $20d_a$ الزامات مقاومت پیوستگی باید براساس ۹-۱۸-۳-۳ تامین شود.

۹-۱۸-۳-۶ در مواردی که هم زمان نیروی کششی N_{ua} و نیروی برشی V_{ua}، بر مهار وارد می‌شوند، اثر اندرکنش نیروها باید مطابق بخش ۹-۱۸-۶ در نظر گرفته شود.

۹-۱۸-۳-۷ در صورت تامین آرماتورهای مهار مناسب براساس بند ۹-۱۸-۴-۲-۶ و ۹-۱۸-۵-۲-۸، نیازی به کنترل گسیختگی مخروطی بتن در کشش طبق بند ۹-۱۸-۴-۲ و گسیختگی لبه بتن در برش طبق بند ۹-۱۸-۵-۲ نمی‌باشد.

۹-۱۸-۳-۸ الزامات مربوط به بارهای لرزه‌ای در بخش ۹-۱۸-۸ آورده شده‌اند.

۹-۱۸-۳-۹ ضرایب کاهش مقاومت φ برای مهار در بتن، برای استفاده با ترکیب بارهای فصل ۹-۷، مطابق جدول ۹-۱۸-۲ تعیین می‌شود. برای تعیین ضریب کاهش مقاومت مهارها، همچنین ضوابط بندهای ۹-۱۸-۴-۲-۶، ۹-۱۸-۵-۲-۸، ۹-۱۸-۸-۲-۳ و ۹-۱۸-۸-۲-۴ در صورت لزوم باید در نظر گرفته شوند.

در جدول ۹-۱۸-۲ منظور از مقاومت عضو فولادی با شکست شکل‌پذیر، مهار با امکان تامین مکانیزم شکست شکل‌پذیر کششی، خمشی، برشی یا اتکایی و یا ترکیب آنها در قطعه الحاقی یا مهار و منظور از مقاومت عضو فولادی با شکست ترد، مهار با مکانیزم شکست ترد در قطعه الحاقی است.

جدول ۹-۱۸-۲- ضریب کاهش مقاومت مهارها

مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود			
حالت گسیختگی		**بار**	φ
مقاومت عضو فولادی شکل‌پذیر کنترل کننده مقاومت مهار است		**کششی**	۰/۷۵
		برشی	۰/۶۵
مقاومت عضو فولادی ترد کنترل کننده مقاومت مهار است		**کششی**	۰/۶۵
		برشی	۰/۶۰
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می‌شود			
نوع مهار		**بار**	φ
			با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی[۲] بجز برای گسیختگی بیرون‌کشیدگی و قلوه‌کنی بتن / **بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون‌کشیدگی یا قلوه-کنی بتن**
تمامی انواع مهارها		**برشی**	۰/۷۵ / ۰/۷۰
مهارهای تعبیه‌شده	**گل‌میخ‌های سردار، پیچ‌های سردار، یا پیچ-های قلاب‌دار**	**کششی**	۰/۷۵ / ۰/۷۰
مهارهای کاشتنی	**گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد**		۰/۷۵ / ۰/۶۵
	گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط[۱]		۰/۶۵ / ۰/۵۵
	گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم[۱]		۰/۵۵ / ۰/۴۵

[۱] **میزان حساسیت و قابلیت اعتماد مهار کاشتنی باید بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین شود.**

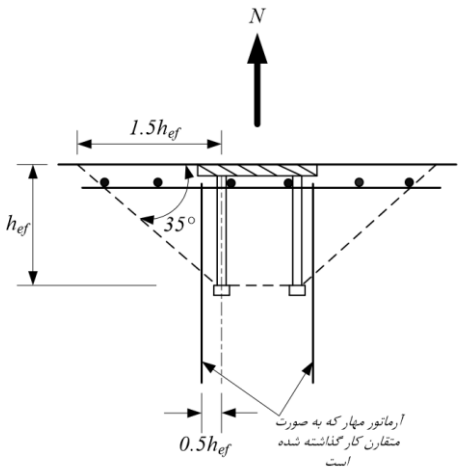
[۲] **نیازی به طراحی آرماتورهای اضافی نیست و تامین آرماتور حداقل آئین‌نامه طبق الگوهای نشان داده شده در شکل ۹-۱۸-۳ کافی است.**

۹-۱۸-۳-۱۰ الزامات مربوط به قطعات الحاقی با زبانه برشی در بخش ۹-۱۸-۱۰ آورده شده است. در طراحی مهارهای قطعه الحاقی با زبانه برشی، نیازی به کنترل ضوابط ۹-۱۸-۵-۱، ۹-۱۸-۵-۲ و ۹-۱۸-۵-۳ نیست. در طراحی زبانه برشی حالات شکست زیر باید در نظر گرفته شود

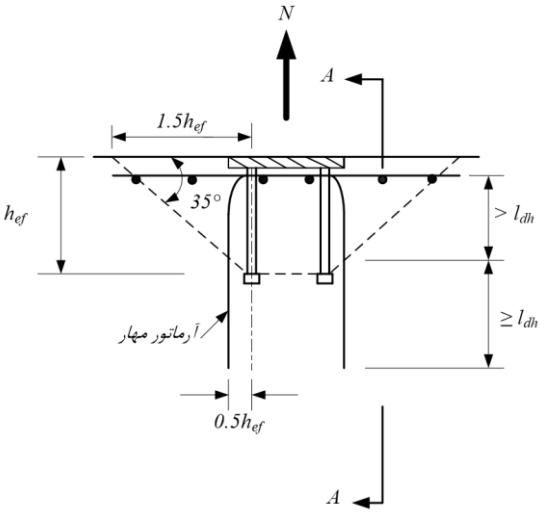
الف- گسیختگی لبه بتن

ب- لهیدگی بتن

در هر دو مورد ضریب کاهش مقاومت ۰/۶۵ خواهد بود. کنترل شکست جوش، ورق و سخت‌کننده زبانه برشی باید براساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان انجام شود.

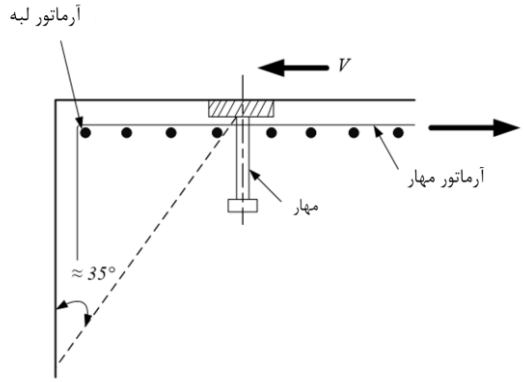


نما

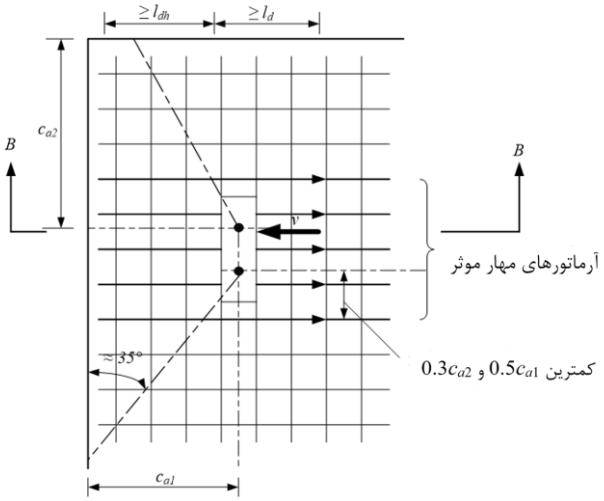


مقطع A-A

(الف)

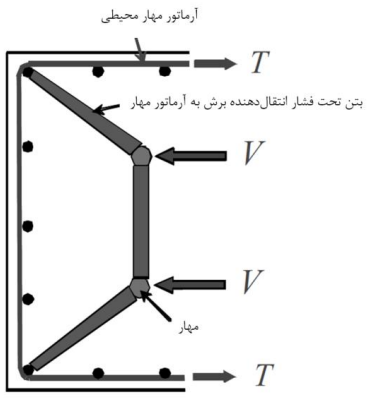


مقطع B–B

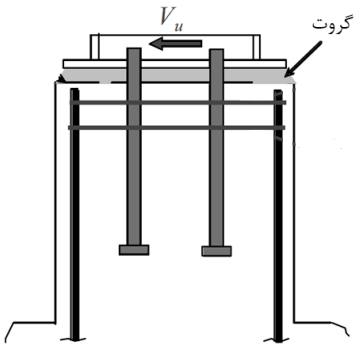


پلان

(ب)



مکانیزم انتقال نیرو



نما

(پ)

شکل ۹-۱۸-۳ انواع آرماتورهای مهار، الف) آرماتور مهار برای گسیختگی مخروطی بتن در کشش، ب) آرماتور مهار برای گسیختگی لبه بتن در برش، پ) آرماتور مهار محیطی برای گسیختگی لبه بتن در برش.

۹-۱۸-۴ الزامات طراحی برای بارهای کششی

۹-۱۸-۴-۱ مقاومت فولاد مهار در کشش

۹-۱۸-۴-۱-۱ مقاومت اسمی مهار در کشش کنترل شده توسط فولاد N_{sa} باید با در نظر گرفتن خصوصیات مصالح و ابعاد فیزیکی مهار تعیین شود.

۹-۱۸-۴-۱-۲ مقاومت اسمی مهار در کشش N_{sa} نباید از مقدار زیر بیشتر باشد

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۱)}$$

که در آن $A_{se,N}$ سطح مقطع موثر مهار بوده و f_{uta} نباید بیشتر از $1.9f_{ya}$ و ۸۶۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود. $A_{se,N}$ برای مهارهای کاشتنی که در آن سطح مقطع مهار در امتداد طول آن متغیر است، باید بر اساس کاتالوگ‌های سازنده تعیین شود. برای پیچ‌های رزوه شده و پیچ‌های سردار مقدار $A_{se,N}$ باید از رابطه زیر محاسبه شود.

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0.4}{n_t}\right)^2 \qquad \textbf{(۹-۱۸-۲)}$$

در این رابطه n_t تعداد شیار رزوه در هر میلیمتر طول مهار است.

۹-۱۸-۴-۲ مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش

۹-۱۸-۴-۲-۱ مقاومت اسمی گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش، N_{cb} برای مهارهای تکی یا N_{cbg} برای مهارهای گروهی، نباید از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad \textbf{(۹-۱۸-۳-الف)}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad \textbf{(۹-۱۸-۳-ب)}$$

ضرایب اصلاح $\psi_{ec,N}$، $\psi_{ed,N}$، $\psi_{c,N}$ و $\psi_{cp,N}$ در بند ۹-۱۸-۴-۲-۴ تعریف شده‌اند. A_{Nc} مساحت تصویر شده سطح گسیختگی بتن است که برای مهارهای تکی برابر با قاعده هرم گسیختگی است که اضلاع آن به فاصله $1.5h_{ef}$ از محور مهار قرار دارند. برای مهارهای گروهی، فاصله فوق از خط گذرنده بر ردیف مهارهای مجاور تعیین می‌شود (شکل ۹-۱۸-۴).

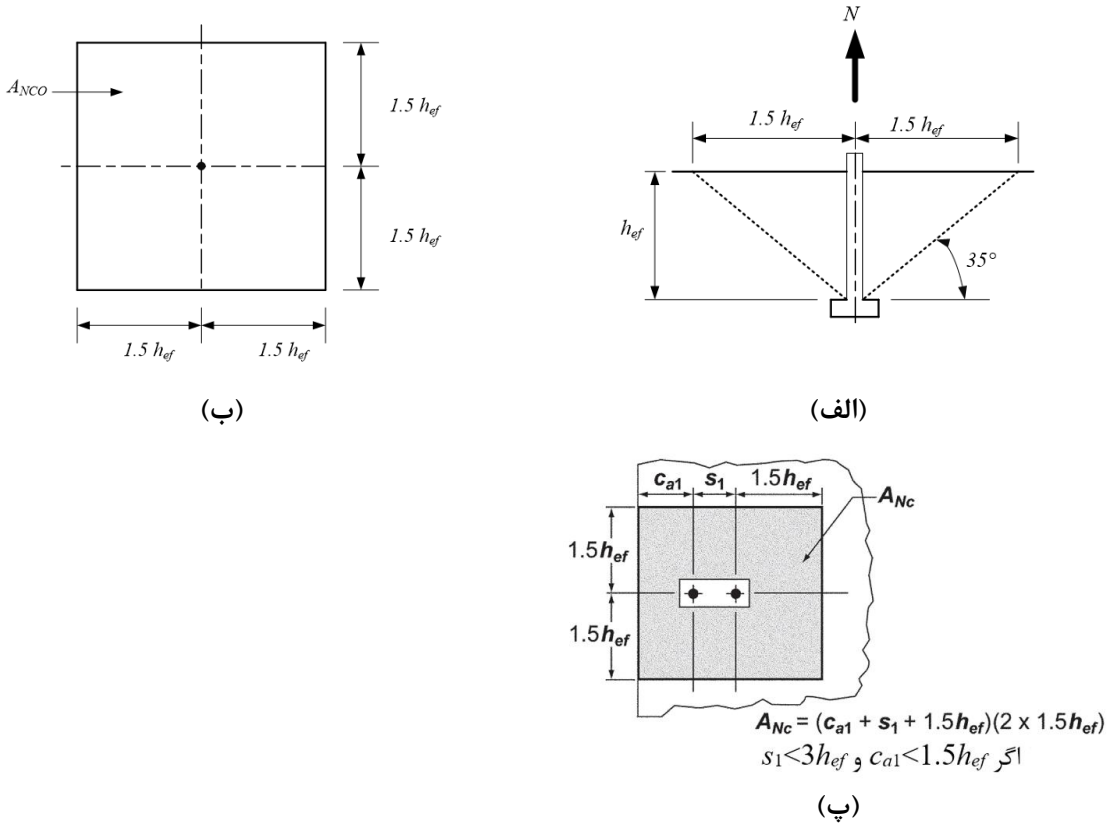
مساحت A_{Nc} نباید از nA_{Nco} بیشتر باشد که در آن n تعداد مهارها در مهار گروهی است که بار کششی را تحمل می‌کنند. A_{Nco} مساحت سطح گسیختگی تصویر شده برای مهار تکی با فاصله از لبه بیش از $1.5h_{ef}$ به صورت زیر تعیین می‌شود

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \qquad \textbf{(۹-۱۸-۴)}$$

۹-۱۸-۴-۲-۲ مقاومت پایه گسیختگی بتن در کشش، برای مهار تکی در بتن ترک خورده N_b نباید از مقدار زیر بیشتر باشد

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \qquad \textbf{(۵-۱۸-۹)}$$

که در آن k_c برای مهارهای تعبیه‌شده و برای مهارهای کاشتنی بترتیب ۱۰ و ۷ می‌باشد. مقدار k_c برای مهارهای کاشتنی را می توان بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید، بیشتر از ۷ گرفت، ولی در هر صورت این مقدار نباید از ۱۰ بیشتر باشد.



شکل ۹-۱۸-۴ نحوه محاسبه مساحت سطح گسیختگی تصویر شده، الف) مقطع تعیین A_{Nco}، ب) پلان تعیین A_{Nco}، پ) پلان تعیین A_{Nc}

مقدار N_b برای پیچ‌های سردار و گل‌میخ‌های سردار با h_{ef} بین ۲۸۰ تا ۶۵۰ میلیمتر، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه زیر بیشتر منظور شود

$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{5/3} \qquad \textbf{(۶-۱۸-۹)}$$

۹-۱۸-۴-۲-۳ برای مهارهایی که با فاصله کمتر از $1/5h_{ef}$ از سه بر، یا بیش از سه بر، عضو قرار دارند، مقدار h_{ef} برای محاسبه A_{Nc} در بند ۹-۱۸-۴-۲-۱ و ۹-۱۸-۴-۲-۲ و همچنین در روابط بندهای ۹-۱۸-۴-۲-۴ الف و ب، باید به بیشترین مقدار $(c_{a,max})/1/5$ و $s/3$ محدود شود که در آن s فاصله حداکثر بین مهارها در مهار گروهی است.

۹-۱۸-۴-۲-۴ ضرایب اصلاح ψ به صورت زیر تعیین می‌شوند

الف- ضریب اصلاح $\psi_{ec,N}$ برای مهارهای گروهی تحت بار کششی با خروج از مرکزیت:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{(1+\frac{2e'_N}{3h_{ef}})} \leq 1 \qquad \textbf{(۹-۱۸-۷)}$$

اگر بارگذاری روی مهارگروهی به گونه‌ای باشد که تنها برخی از مهارها تحت کشش باشند، در محاسبه خروج از مرکزیت e'_N برای استفاده در رابطه ۹-۱۸-۷ و برای محاسبه N_{cbg} در رابطه ۹-۱۸-۳-ب فقط مهارهای تحت کشش باید در نظر گرفته شوند. در صورت وجود خروج از مرکزیت حول دو محور، ضریب اصلاح خروج از مرکزیت $\psi_{ec,N}$، باید برای هریک از محورها به صورت جداگانه محاسبه شده و حاصل ضرب ضرایب محاسبه شده برای دو محور به عنوان ضریب خروج از مرکزیت $\psi_{ec,N}$ در محاسبه N_{cbg} در رابطه ۹-۱۸-۳-ب منظور گردد.

ب- ضریب اصلاح $\psi_{ed,N}$ اثر فاصله مهار از لبه برای مهار های تکی یا گروهی تحت بار کششی:

- در صورتی که $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ باشد، $\psi_{ed,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

- در صورتی که $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ باشد

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۸)}$$

پ- ضریب اصلاح ترک‌خوردگی بتن $\psi_{c,N}$ برای مهارهایی که در ناحیه‌ای از عضو بتنی قرار گرفته‌اند که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌نخوردن بتن در شرایط بارهای بهره‌برداری است:

- برای مهارهای تعبیه‌شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۲۵ در نظر گرفته شود.

- برای مهارهای کاشتنی که در آن‌ها مقدار k_c برابر با ۷ فرض شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر ۱/۴ گرفته شود.

در مهارهای کاشتنی مناسب برای کاربرد در بتن ترک‌خورده و ترک‌نخورده، در صورتی که مقدار k_c برای محاسبه N_{cb} از نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید بدست آمده باشد، مقدار $\psi_{c,N}$ نیز باید مبتنی بر نتایج همان آزمایش‌ها باشد. برای مهارهای کاشتنی، در صورتی که مقدار k_c از نتایج آزمایش‌های انجام شده برای مهار در بتن ترک‌نخورده تعیین شده باشد، مقدار $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

در مواردی که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌خوردگی در شرایط بارهای بهره‌برداری است، برای مهارهای تعبیه‌شده و مهارهای کاشتنی، $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود. در این صورت مهارهای کاشتنی باید بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید مناسب برای استفاده در بتن ترک‌خورده باشند. ترک‌خورگی در بتن باید با توزیع مناسب آرماتورهای خمشی مطابق ضوابط ۹-۱۹-۳ یا با استفاده از آرماتور محصورکننده محدود گردد.

ت- ضریب اصلاح $\psi_{cp,N}$ برای مهارهای کاشتنی طراحی شده برای بتن ترک نخورده مطابق بند پ و بدون آرماتور اضافی برای کنترل ترک دو نیم‌شدگی:

- در مواردی که $c_{a,min} \geq c_{ac}$ باشد $\psi_{cp,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

- در مواردی که $c_{a,min} < c_{ac}$ باشد، $\psi_{cp,N}$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۹)}$$

برای سایر حالات، از جمله مهارهای تعبیه‌شده، ضریب $\psi_{cp,N}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود. در روابط فوق c_{ac}، فاصله بحرانی، بر طبق بند ۹-۱۸-۷-۶ تعیین می‌گردد.

۹-۱۸-۴-۲-۵ در مواردی که از ورق اضافی یا واشر در انتهای مهار استفاده می‌شود، می‌توان اضلاع قاعده هرم سطح گسیختگی تصویر شده را از محیط موثر ورق یا واشر در فاصله‌ای برابر با $1/5h_{ef}$ در نظر گرفت. محیط موثر نباید بیش از ضخامت ورق یا واشر با لبه بیرونی کلگی مهار سردار فاصله داشته باشد.

۹-۱۸-۴-۲-۶ در مواردی که آرماتورهای مهار (به شکل ۹-۱۸-۳ مراجعه کنید) در هر دو طرف سطح گسیختگی مخروطی بتن دارای طول مهاری کافی مطابق فصل ۹-۲۱ باشند، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار بجای مقاومت گسیختگی مخروطی بتن در محاسبه φN_n استفاده نمود. ضریب φ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.

۹-۱۸-۴-۳ مقاومت بیرون کشیدگی مهارهای تعبیه‌شده و کاشتنی انبساطی و زیرچاکی در کشش

۹-۱۸-۴-۳-۱ مقاومت اسمی بیرون کشیدگی مهارهای تکی تعبیه‌شده و کاشتنی انبساطی و یا زیرچاکی در کشش، N_{pn}، به صورت زیر محاسبه می‌شود

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \qquad \textbf{(۹-۱۸-۱۰)}$$

ضریب $\psi_{c,P}$ برای مهارهای واقع در ناحیه‌ای از عضو بتنی که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌نخوردگی بتن تحت بارهای بهره‌برداری است، برابر با ۱/۴ و در ناحیه‌ای که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌خوردگی است، برابر با ۱/۰ خواهد بود.

۹-۱۸-۴-۳-۲ نحوه محاسبه N_p برای انواع مهارها در جدول ۹-۱۸-۳ ارائه شده است.

جدول ۹-۱۸-۳. محاسبه N_p.

نوع مهار	نحوه محاسبه N_p
مهارهای کاشتنی انبساطی و یا زیر چاکی	تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید (تعیین براساس محاسبه مجاز نیست)
پیچ‌های سردار و یا گل‌میخ‌های سردار	$N_p = 8A_{brg}f_c$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید با صرف‌نظر از مشارکت اصطکاک
پیچ‌های قلاب‌دار با خم ۹۰ و ۱۸۰ درجه	$N_p = 0.9f_c e_h d_a$ که در آن $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید با صرف‌نظر از مشارکت اصطکاک

۹-۱۸-۴-۴- مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن برای مهارهای سردار در کشش

۹-۱۸-۴-۴-۱ مقاومت اسمی بیرون‌زدگی جانبی بتن، N_{sb} ، برای مهارهای سردار تکی با طول مدفون زیاد و نزدیک به یک لبه، ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$)، از رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$N_{sb} = 13\lambda_a c_{a1}\sqrt{f_c A_{brg}} \qquad (۹-۱۸-۱۱)$$

در این رابطه اگر c_{a2} کمتر از $3c_{a1}$ باشد، مقدار N_{sb} باید در مقدار $(1+c_{a2}/c_{a1})/4$، که در آن $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$ خواهد بود، ضرب شود.

۹-۱۸-۴-۲ برای چند مهار سردار با طول مدفون زیاد و نزدیک به یک لبه، $h_{ef} > 2.5c_{a1}$، در صورتی که فواصل مهارها از یکدیگر کمتر از $6c_{a1}$ باشد، مقاومت اسمی بیرون‌زدگی جانبی N_{sbg} برای مهارهای در معرض گسیختگی سطح جانبی از رابطه زیر تعیین می‌شود

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \qquad (۹-۱۸-۱۲)$$

در این رابطه s فاصله بین مهارهای بیرونی در امتداد لبه و N_{sb} مقدار محاسبه شده از رابطه ۹-۱۸-۱۱ بدون اصلاح برای اثر فاصله از لبه در جهت عمود c_{a2} می‌باشد.

۹-۱۸-۴-۵ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش

۹-۱۸-۴-۵-۱ مقاومت اسمی پیوستگی N_a برای مهارهای چسبی تکی و N_{ag} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می‌شود

الف- برای مهارهای تکی

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۹-۱۸-۱۳)$$

ب- برای مهارهای گروهی

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۹-۱۸-۱۴)$$

ضرایب $\psi_{ec,Na}$، $\psi_{ed,Na}$ و $\psi_{cp,Na}$ دربند ۹-۱۸-۴-۵-۳ تعریف شده‌اند. A_{Na} سطح تحت تاثیر تصویر شده برای مهارهای تکی یا مهارهای گروهی چسبی است که با یک چند ضلعی که بفاصله c_{Na} از مرکز مهار چسبی برای مهار تکی، یا از محور ردیف مهارهای مجاور هم برای گروه مهار تقریب زده می‌شود (شکل ۹-۱۸-۵). A_{Na} نباید از nA_{Nao} بیشتر باشد، که در آن n تعداد مهارهای چسبی تحت کشش در گروه مهار می‌باشد. A_{Nao} سطح تحت تاثیر تصویر شده برای یک مهارتکی با فاصله‌ای بیشتر از c_{Na} از یک لبه، از رابطه زیر قابل محاسبه است

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \qquad (۹-۱۸-۱۵)$$

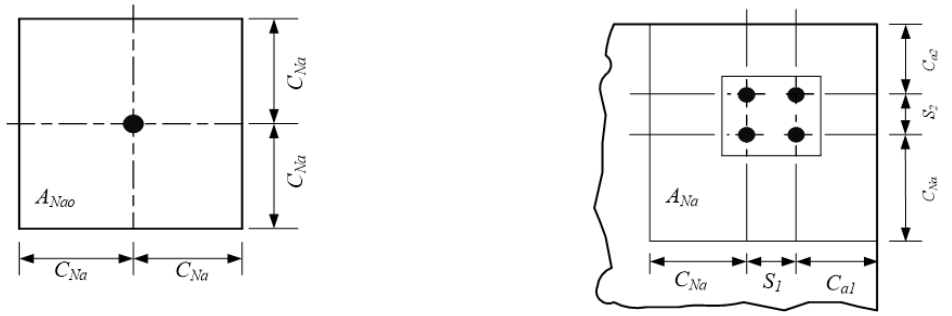
مساحت A_{Nao} مطابق شکل ۹-۱۸-۵ محاسبه می‌شود. فاصله c_{Na} نیز از رابطه زیر محاسبه میشود

$$c_{Na} = 10d_a\sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \qquad (۹-۱۸-۱۶)$$

۹-۱۸-۴-۵-۲ مقاومت پایه پیوستگی در کشش برای یک مهار تکی، در بتن ترک خورده N_{ba} نباید مساوی یا بیشتر از مقدار رابطه زیر در نظر گرفته شود

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۱۷)}$$

در این رابطه تنش پیوستگی مشخصه، τ_{cr}، تنش متناظر احتمال شکست ۵ درصد است که بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین می‌شود.



پلان **پلان**

(ب) **(الف)**

شکل ۹-۱۸-۵ نحوه محاسبه مساحت تصویر شده سطح گسیختگی، الف) A_{Na}، ب) A_{Nao}

در مواردی که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌خوردگی در شرایط بارهای بهره‌برداری است، مهار چسبی باید دارای گواهی قابلیت استفاده در بتن ترک‌خورده بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید باشد.

برای مهارهای چسبی که در قسمتهائی از عضو واقع شده‌اند که بر اساس تحلیل در شرایط بارهای بهره‌برداری ترک‌خوردگی در آنها ایجاد نمی‌شود، استفاده از τ_{uncr} بجای τ_{cr} در رابطه ۹-۱۸-۱۷ مجاز است. این تنش باید مبتنی بر مقاومت متناظر احتمال شکست ۵ درصد باشد که بر اساس آزمایشهای مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین گردد.

در صورت رعایت شرایط زیر، استفاده از حداقل تنش پیوستگی مشخصه مطابق جدول ۹-۱۸-۴ مجاز است

الف- مهارها باید الزامات مراجع مورد تائید را رعایت نمایند.

ب- مهارها باید در سوراخهائی که با مته های چرخشی ضربه ای یا مته سنگ ایجاد شده، نصب شوند.

پ- بتن در زمان نصب مهارها باید دارای مقاومت فشاری حداقل ۱۷ مگاپاسکال باشد.

ت- سن بتن در زمان نصب باید حداقل ۲۱ روز باشد.

ث- دمای بتن در زمان نصب مهارها باید حداقل ۱۰ درجه سانتیگراد باشد.

جدول ۹-۱۸-۴. حداقل تنش پیوستگی.

شرایط محیطی بهره-برداری و نصب	میزان رطوبت بتن در زمان نصب مهار	حداکثر دما در شرایط بهره‌برداری (درجه سانتیگراد)	τ_{cr} (مگاپاسکال)	τ_{uncr} (مگاپاسکال)
بیرون بنا	خشک تا کاملا اشباع	۸۰	۱/۴	۴/۵
داخل بنا	خشک	۴۵	۲/۱	۷/۰

یادداشت: در استفاده از مقادیر تنش پیوستگی این جدول موارد زیر باید در نظر گرفته شوند

- اگر مهار برای بارهای لرزه‌ای طراحی می‌شود، مقدار τ_{cr} باید در ۰/۸ و τ_{uncr} در ۰/۴ ضرب شوند.
- اگر مهار برای بارهای کششی دائمی طراحی می‌شود، مقادیر τ_{cr} و τ_{uncr} باید در ۰/۴ ضرب شوند.

۹-۱۸-۴-۵-۳ ضرایب اصلاح $\psi_{ec,Na}$، $\psi_{ed,Na}$ و $\psi_{cp,Na}$ به صورت زیر تعیین می‌شوند:

الف- ضریب اصلاح $\psi_{ec,Na}$ برای مهارهای گروهی چسبی تحت بار کششی با خروج از مرکزیت، به صورت زیر محاسبه می‌شود

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1+\frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1 \qquad (۹-۱۸-۱۸)$$

اگر بارگذاری روی مهارهای چسبی گروهی منجر به تنش کششی تنها در برخی از مهارها گردد، تنها آن مهارها برای محاسبه خروج از مرکزیت e'_N، در رابطه فوق و در محاسبه N_{ag} در بند ۹-۱۸-۴-۵-۱ باید در نظر گرفته شوند. در حالت وجود خروج از مرکزیت نسبت به دو محور متعامد، ضریب اصلاح خروج از مرکزیت باید برای هر محور به صورت جداگانه محاسبه شده و حاصل ضرب این ضرایب به عنوان ضریب خروج از مرکزیت در ۹-۱۸-۴-۵-۱ بکار رود.

ب- ضریب اصلاح، $\psi_{ed,N}$، اثرات فاصله مهارهای چسبی از لبه برای مهارهای تکی یا گروهی در کشش، به صورت زیر تعیین می‌شود :

- اگر $c_{a,min} \geq c_{Na}$ باشد، $\psi_{ed,N}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.
- اگر $c_{a,min} < c_{Na}$ باشد

$$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \qquad (۹-۱۸-۱۹)$$

پ- ضریب اصلاح $\psi_{cp,Na}$ برای مهارهای چسبی طراحی شده براساس ۹-۱۸-۴-۵-۲ با فرض بتن ترک نخورده و بدون آرماتور اضافی برای کنترل ترک دو نیم شدگی، به صورت زیر تعیین می‌شود

- اگر $c_{a,min} \geq c_{ac}$ باشد، $\psi_{cp,Na}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.
- اگر $c_{a,min} < c_{ac}$ باشد

$$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \qquad (۹-۱۸-۲۰)$$

در این روابط c_{ac} ، فاصله بحرانی در بند ۹-۱۸-۷-۶ تعریف شده است. در هر صورت ضریب $\psi_{cp,Na}$ باید کمتر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

۹-۱۸-۴-۶- مقاومت کششی برای بارهای کششی دائمی

۹-۱۸-۴-۶-۱ مقاومت کششی مهارهای چسبی برای بارهای کششی دائمی از رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$N_{ua,s}=0.55N_{ba} \quad \textbf{(۹-۱۸-۲۱)}$$

که در آن N_{ba} بر اساس بند ۹-۱۸-۴-۵-۲ محاسبه می‌گردد.

۹-۱۸-۵ الزامات طراحی برای بارهای برشی

۹-۱۸-۵-۱ مقاومت فولاد مهارها در برش

۹-۱۸-۵-۱-۱ مقاومت اسمی مهار در برش کنترل شده توسط فولاد، V_{sa}، باید با در نظر گرفتن خصوصیات مصالح و ابعاد فیزیکی آن تعیین شود. در مواردی که گسیختگی بتن محتمل است، مقاومت برشی فولاد لازم باید با سطح گسیختگی فرض شده سازگار باشد.

۹-۱۸-۵-۱-۲ مقاومت اسمی فولاد مهار در برش، V_{sa}، طبق جدول ۹-۱۸-۵ محاسبه می‌شود. در محاسبه مقاومت اسمی برشی، مقاومت گسیختگی کششی f_{uta} نباید بیش از حداقل ۱/۹f_{ya} و ۸۶۰ مگاپاسکال منظور شود. در این جدول $A_{\mathrm{se,V}}$ سطح مقطع موثر در برش می باشد.

جدول ۹-۱۸-۵. محاسبه V_{sa}.

نوع مهار	نحوه محاسبه N_p
گل‌میخ‌های سردار	$\boldsymbol{V_{sa} = A_{\mathrm{se,V}} f_{uta}}$
پیچ‌های سردار و یا قلاب‌دار و مهارهای کاشتنی که غلاف آن از سطح گسیختگی برشی نمی‌گذرد	$\boldsymbol{V_{sa} = 0.6 A_{\mathrm{se,V}} f_{uta}}$
مهارهای کاشتنی که غلاف آن‌ها از سطح گسیختگی برشی می‌گذرد	$\boldsymbol{V_{sa} = 0.6 A_{\mathrm{se,V}} f_{uta}}$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید

۹-۱۸-۵-۱-۳ در مواردی که نصب مهار با استفاده از گروت انجام می‌شود، مقاومت اسمی بند ۹-۱۸-۵-۱-۲ باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

۹-۱۸-۵-۲ مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش

۹-۱۸-۵-۲-۱ مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن در برش V_{cb} برای مهارهای تکی و V_{cbg} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می‌شوند

الف- در مواردی که نیروی برشی عمود بر لبه در مهار تکی است

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (۹-۱۸-۲۲)$$

ب- در مواردی که نیروی برشی عمود بر لبه در مهارگروهی است

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (۹-۱۸-۲۳)$$

پ- در مواردی که نیروی برشی موازی با امتداد یک لبه است، V_{cb} یا V_{cbg} را می‌توان دو برابر مقادیر محاسبه شده از روابط ۹-۱۸-۲۲ و ۹-۱۸-۲۳ و با فرض $\psi_{ed,V}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفت.

ت- برای مهارهای واقع در گوشه، مقدار مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن باید برای هر لبه محاسبه و کمترین مقدار تعیین شده بکار گرفته شود.

در روابط فوق ضرایب اصلاح $\psi_{ec,V}$، $\psi_{ed,V}$، $\psi_{c,V}$ و $\psi_{h,V}$ در بندهای ۹-۱۸-۵-۲-۵ تا ۹-۱۸-۵-۲-۷ تعریف شده‌اند. در روابط فوق V_b مقاومت برشی پایه گسیختگی لبه بتن برای مهارهای تکی، A_{Vco} و A_{Vc} مساحت تصویر شده سطح گسیختگی روی سطح جانبی عضو بتنی برای مهارهای تکی یا گروهی، مطابق شکل ۹-۱۸-۶ می‌باشند. A_{Vc} را می‌توان قاعده نیم هرمی در نظر گرفت که راس آن محور ردیف مهارهایی خواهد بود که بحرانی منظور می‌شوند. c_{a1} فاصله محور ردیف مهارهای بحرانی از لبه است. A_{Vc} نباید بیشتر از $n\,A_{Vco}$ در نظر گرفته شود که در آن n تعداد مهارها درمهار گروهی است.

در اعضائی که در آن‌ها فاصله از لبه‌ها در امتداد عمود بر نیروی برشی بیشتر یا مساوی $1.5c_{a1}$ است، A_{Vco} برای مهار تکی در اعضای عمیق را می‌توان قاعده نیم هرمی که بعد هر ضلع آن در امتداد موازی لبه $3c_{a1}$ و عمق آن $1.5c_{a1}$ است، در نظر گرفت. در این صورت

$$A_{Vco} = 4.5c_{a1}^2 \qquad (۹-۱۸-۲۴)$$

در مواردی که فاصله مهارها از لبه متغیر است و مهارها به نحوی به ورق اتصال جوش شده‌اند که امکان توزیع بار بین تمام مهارها وجود دارد، c_{a1} را میتوان فاصله دورترین ردیف مهارها از لبه در نظر گرفت و فرض نمود که کل برش تنها توسط این ردیف بحرانی تحمل می‌شود.

۹-۱۸-۵-۲-۲ مقاومت برشی پایه گسیختگی بتن برای مهار تکی در بتن ترک‌خورده V_b باید برابر با کمترین دو مقدار از روابط زیر در نظر گرفته شود

الف-

$$V_b = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} c_{a1}^{1.5} \qquad (۹-۱۸-۲۵)$$

در این رابطه l_e طول موثر لهیدگی مهار در برش است که به صورت زیر محاسبه می‌شود

- برای مهارهای با سختی ثابت در کل طول مدفون مانند گل‌میخ‌های سردار و مهارهای کاشتنی با یک غلاف محیطی در کل طول مدفون:

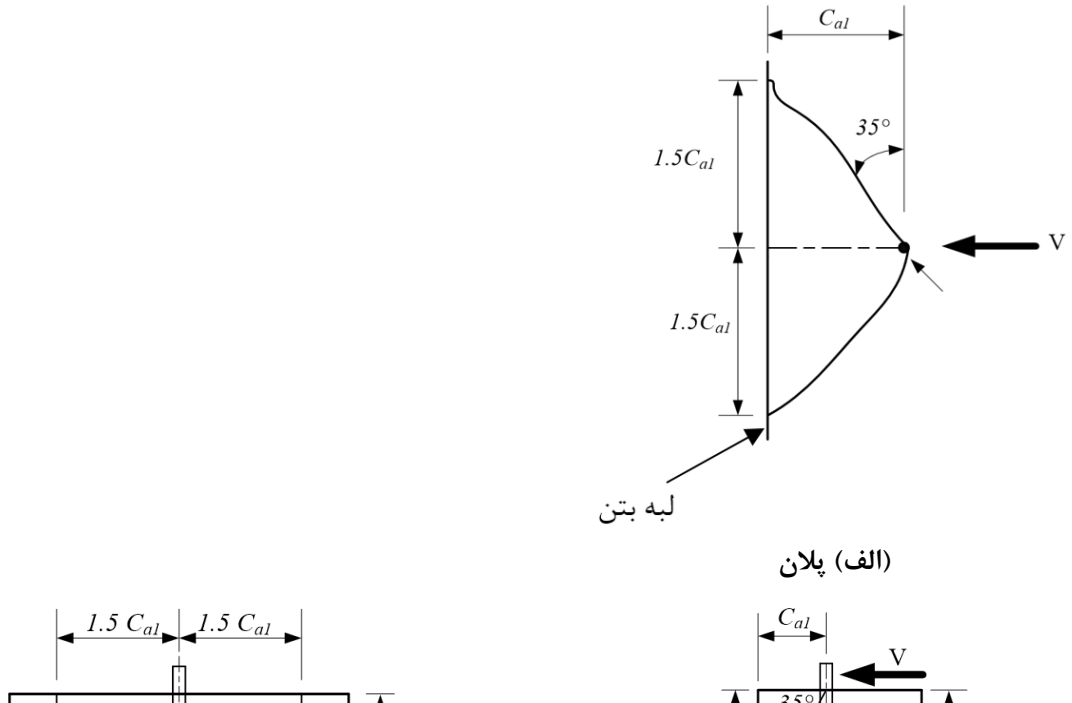
$$l_e = h_{ef} \le 8d_a$$

- برای مهارهای نصب شده با اعمال پیچش با غلاف فاصله‌دار از بدنه مهار:

$$l_e = 2d_a$$

ب-

$$V_b = 3.7\lambda_a\sqrt{f'_c}c_{a1}^{1.5} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۲۶)}$$



شکل ۹-۱۸-۶- مساحت تصویر شده سطح گسیختگی A_{Vco}.

۹-۱۸-۵-۲-۳ برای گل‌میخ‌های سردار، پیچ‌های سردار، یا پیچ‌های قلاب‌دار که بطور پیوسته به ملحقات فولادی با ضخامت حداقل ۱۰ میلیمتر و یا نصف قطر مهار، جوش شده‌اند، مقاومت پایه گسیختگی لبه بتن در برش برای مهار تکی در بتن ترک خورده V_b باید برابر با حداقل مقدار محاسبه شده از رابطه ۹-۱۸-۲۶ و رابطه زیر منظور شود

$$V_b = 0.66\lambda_a\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{f'_c d_a}c_{a1}^{1.5} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۲۷)}$$

که در آن l_e مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۵-۲-۲ محاسبه می‌شود. در محاسبه مقاومت پایه فوق موارد زیر نیز باید در نظر گرفته شود

الف- برای مهارهای گروهی، مقاومت بر اساس مقاومت ردیف مهارهایی که در دورترین فاصله از لبه قرار دارند، محاسبه می‌شود.

ب- فواصل مهارها از یکدیگر s کمتر از ۶۵ میلیمتر نباشد.

پ- در مواردی که $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ است، آرماتورهایی باید در گوشه‌ها تعبیه شوند.

۹-۱۸-۵-۲-۴ در مواردی که مهارها در سطوح کم عرض با ضخامت محدود نصب شده‌اند، به گونه‌ای که فاصله از لبه c_{a2} و ضخامت عضو مهارکننده در امتداد موازی محور مهار h_a هر دو کمتر از $1.5c_{a1}$ هستند، مقدار c_{a1} مورد استفاده برای محاسبه A_{Vc} در بند ۹-۱۸-۵-۲-۱ و همچنین در کلیه روابط زیر بندهای ۹-۱۸-۵-۲ نباید از بزرگترین مقادیر زیر بیشتر باشد

الف- $c_{a2}/1.5$ که در آن c_{a2} بزرگترین فاصله از لبه است.

ب- $h_a/1.5$

پ- $s/3$، که در آن s حداکثر فاصله بین مهارها در گروه مهار عمود بر امتداد برش است.

۹-۱۸-۵-۲-۵ ضریب اصلاح برای مهارهای گروهی که تحت بار برشی با خروج از مرکزیت قرار دارند، باید از رابطه زیر محاسبه شود

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \leq 1 \qquad \textbf{(۲۸-۱۸-۹)}$$

اگر بارگذاری روی مهارگروهی به گونه‌ای باشد که فقط برخی از مهارها تحت برش در یک جهت قرار گیرند، فقط آن مهارها باید در محاسبه خروج از مرکزیت برش e'_V برای استفاده در رابطه ۹-۱۸-۲۸ و نیز در محاسبه V_{cbg} در رابطه ۹-۱۸-۲۳، در نظر گرفته شوند.

۹-۱۸-۵-۲-۶ ضریب اصلاح $\psi_{ed,V}$ برای اثر فاصله مهار از لبه در مهار تکی یا مهار گروهی تحت بار برشی باید با استفاده از مقدار کوچکتر c_{a2}، به صورت زیر محاسبه شود

- اگر $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ باشد، $\psi_{ed,V}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.
- اگر $c_{a2} < 1.5\ c_{a1}$ باشد

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \qquad \textbf{(۲۹-۱۸-۹)}$$

۹-۱۸-۵-۲-۷ برای مهارهای واقع در ناحیه‌ای از عضو بتنی که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌نخوردگی در اثر بارهای بهره‌برداری است، می‌توان $\psi_{c,V}$ را مساوی ۱/۴ فرض نمود. در غیر این صورت و نیز در صورت وقوع ترک‌خوردگی در شرایط بارهای بهره-برداری، ضریب اصلاح $\psi_{c,V}$ را می توان به صورت زیر در نظر گرفت

- برای مهار در بتن ترک خورده بدون آرماتورهای مهاری یا با آرماتور لبه با قطر کوچکتر از ۱۲ میلیمتر، برابر با ۱/۰
- برای مهار در بتن ترک خورده با آرماتورهای مهار با قطر ۱۲ میلیمتر و بیشتر بین مهار و لبه، برابر با ۱/۲

- برای مهار در بتن ترک خورده با آرماتورهای مهار با قطر ۱۲ میلیمتر و بیشتر بین مهار و لبه که توسط خاموتهائی در فواصل کوچکتر یا مساوی ۱۰۰ میلیمتر از یکدیگر محاط شده‌اند، برابر با ۱/۴

آرماتورهای مهار و لبه برای کنترل گسیختگی لبه بتن در شکل ۹-۱۸-۳ نشان داده شده‌اند.

۹-۱۸-۵-۲-۸ ضریب اصلاح $\psi_{h,V}$، برای مهارهای واقع در یک عضو بتنی که در آن $h_a<1.5c_{a1}$ است، باید به صورت زیر محاسبه شود

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \qquad \textbf{(۹-۱۸-۳۰)}$$

۹-۱۸-۵-۲-۹ در مواردی که آرماتورهای مهار در هر دو طرف سطح شکست گسیختگی لبه بتن دارای طول مهاری کافی مطابق فصل ۹-۲۱ باشد (شکل ۹-۱۸-۳ ب) یا آرماتور مهار محیط بر مهار باشد (شکل ۹-۱۸-۳ پ)، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار بجای مقاومت گسیختگی لبه بتن در $\boldsymbol{\varphi V_n}$ استفاده نمود. ضریب $\boldsymbol{\varphi}$ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.

۹-۱۸-۵-۳-مقاومت قلوه کنی بتن برای مهار در برش

۹-۱۸-۵-۳-۱ مقاومت اسمی قلوه‌کنی V_{cp} برای مهار تکی یا V_{cpg} برای مهار گروهی، باید به صورت زیر محاسبه شود

الف- برای مهارهای تکی

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cp} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۳۱)}$$

برای مهارهای تعبیه‌شده، انبساطی و زیرچاکی، N_{cp} باید برابر با N_{cb} از رابطه ۹-۱۸-۳-الف و برای مهار چسبی، N_{cp} باید برابر با کمترین دو مقدار N_a از رابطه ۹-۱۸-۱۳ و N_{cb} از رابطه ۹-۱۸-۳-الف در نظر گرفته شود.

ب- برای مهارهای گروهی

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cpg} \qquad \textbf{(۹-۱۸-۳۲)}$$

برای مهارهای تعبیه‌شده، انبساطی و زیرچاکی، N_{cpg} باید برابر با N_{cbg} از رابطه ۹-۱۸-۳-ب و برای مهار چسبی، N_{cpg} باید برابر با کمترین دو مقدار N_{ag} از رابطه ۹-۱۸-۱۴ و N_{cbg} از رابطه ۹-۱۸-۳-ب در نظر گرفته شود.

k_{cp} در روابط فوق در مواردی که h_{ef} کمتر از ۶۵ میلیمتراست برابر با ۱/۰، و در مواردی که h_{ef} بیشتر یا مساوی ۶۵ میلیمتر است برابر با ۲/۰ منظور می‌شود.

۹-۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی

مهارهای تکی یا گروهی تحت اثر هم‌زمان بارهای کششی و برشی باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند. مقادیر $\boldsymbol{\varphi N_n}$ و $\boldsymbol{\varphi V_n}$ مقاومت‌های کششی و برشی مهارها، بر اساس بندهای ۹-۱۸-۴ و ۹-۱۸-۵ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۸-۶-۱ اگر نسبت $\frac{V_{ua}}{\varphi V_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت کششی صرف‌نظر نموده و از ظرفیت کامل کششی طبق رابطه زیر استفاده نمود

$$N_{ua} \leq \varphi N_n \quad \textbf{(۳۳-۱۸-۹)}$$

۹-۱۸-۶-۲ اگر نسبت $\frac{N_{ua}}{\varphi N_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت برشی صرف‌نظر نموده و از ظرفیت کامل برشی طبق رابطه زیر استفاده نمود

$$V_{ua} \leq \varphi V_n \quad \textbf{(۳۴-۱۸-۹)}$$

۹-۱۸-۶-۳ اگر $V_{ua}>0.2\varphi V_n$ و $N_{ua}>0.2\varphi N_n$ باشد، رابطه زیر باید برای اندرکنش کشش و برش ارضا شود

$$\frac{N_{ua}}{\varphi N_n} + \frac{V_{ua}}{\varphi V_n} \leq 1.2 \quad \textbf{(۳۵-۱۸-۹)}$$

۹-۱۸-۷ الزامات فاصله مهارها از یکدیگر، فاصله از لبه‌ها و حداقل ضخامت برای جلوگیری از گسیختگی دو نیم‌شدگی بتن

حداقل فاصله مهارها از یکدیگر، حداقل فواصل از لبه‌ها، و حداقل ضخامت اعضا باید بر اساس الزامات این بند تعیین شوند، مگر آنکه آرماتورهای اضافی برای کنترل گسیختگی دو نیم‌شدگی تامین شود. استفاده از فواصل و ضخامت‌های کمتر، مبتنی بر نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید مجاز می‌باشد.

۹-۱۸-۷-۱ حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها و فاصله از لبه باید براساس جدول ۹-۱۸-۶ تعیین شود.

جدول ۹-۱۸-۶. حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها و فاصله از لبه.

نوع مهار	نوع مهار		
	مهار تعبیه شده		مهار انبساطی و زیرچاکی
	نصب بدون اعمال پیچش	نصب با اعمال پیچش	
حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها	$4d_b$	$6d_b$	$6d_b$
حداقل فاصله از لبه	الزامات پوشش مطابق ۹-۴-۹-۴	$6d_b$	بزرگترین مقادیر زیر الف- الزامات پوشش مطابق ۹-۴-۹-۴ ب- دو برابر اندازه حداکثر درشت دانه پ- حداقل فاصله از لبه مطابق جدول ۹-۱۸-۷ یا براساس آزمایش‌های مورد استناد مرجع تائید شده

جدول ۹-۱۸-۷. حداقل فاصله از لبه.

نوع مهار کاشتنی	حداقل فاصله از لبه
مهار نصب شده به روش کنترل پیچش	$8d_b$
مهار نصب شده به روش کنترل جابجایی	$10d_b$
مهار زیرچاکی	$6d_b$
مهار چسبی	$6d_b$

۹-۱۸-۷-۲ در مهارهایی که در نصب آنها نیروی دو نیم‌شدگی ایجاد نشده و تحت پیچش قرار نمی‌گیرند، اگر فواصل از لبه-ها یا فواصل مهارها از یکدیگر کمتر از مقادیر بند ۹-۱۸-۷-۱ باشد، میتوان در بند ۹-۱۸-۷-۱ بجای d_a از قطر فرضی کوچکتر d'_a استفاده نمود، مشروط بر آنکه نیروهای محاسباتی اعمالی بر مهار به مقادیر مقاومتی محاسبه شده با قطرکوچکتر d'_a محدود شود.

۹-۱۸-۷-۳ مقدار h_{ef} برای مهارهای کاشتنی انبساطی یا زیرچاکی، نباید از دو سوم ضخامت عضو، h_a، و ضخامت عضو منهای ۱۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۹-۱۸-۷-۴ مگر آنکه براساس آزمایش‌های مبتنی بر نراجع مورد تائید تعیین شود، فاصله بحرانی از لبه c_{ac} نباید از مقادیر زیر کمتر باشد

- برای مهارهای چسبی، $2h_{ef}$
- برای مهارهای زیرچاکی، $2.5h_{ef}$
- برای مهارهای انبساطی، نصب شده با اعمال پیچش، $4\ h_{ef}$
- برای مهارهای انبساطی، نصب با اعمال جابجایی، $4\ h_{ef}$

۹-۱۸-۷-۵ مدارک ساخت باید مشخص‌کننده حداقل فاصله از لبه باشند که در طراحی استفاده شده است.

۹-۱۸-۸ الزامات لرزه ای

۹-۱۸-۸-۱ کلیات

۹-۱۸-۸-۱-۱ کلیه مهارها در سازه‌های واقع در مناطق با خطر لرزه‌خیزی نسبی متوسط، زیاد و خیلی زیاد، باید ضوابط اضافی این بخش را تامین نمایند.

۹-۱۸-۸-۱-۲ قابلیت استفاده مهارهای کاشتنی در بارگذاری لرزه‌ای باید براساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تائید شده باشد. برای مهارهای انبساطی و زیرچاکی، مقاومت بیرون کشیدگی N_p و مقاومت فولاد در برش V_{sa} و برای مهارهای چسبی، مقاومت فولاد در برش V_{sa} و تنش‌های پیوستگی τ_{unch} و τ_{ch} باید بر اساس آزمایش‌های لرزه‌ای مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین گردند.

۹-۱۸-۸-۱-۳ مهارهای تکی یا گروهی که هم زمان تحت بارهای کششی و برشی قرار می‌گیرند، باید با منظور نمودن اثرات اندرکنش نیروها مطابق بند ۹-۱۸-۶ طراحی شوند که در آن مقاومت کششی طراحی بر اساس بند ۹-۱۸-۸-۲-۳ یا ۹-۱۸-۸-۲-۴ تعیین می‌شود.

۹-۱۸-۸-۲ الزامات برای بارهای کششی

۹-۱۸-۸-۲-۱ در مواردی که مولفه کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، کمتر یا مساوی ۲۰ درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهار را می‌توان برای نیروهای طراحی مبتنی بر ترکیبات بار فصل ۹-۷ و با منظور نمودن مقاومت کششی مهار براساس بند ۹-۱۸-۴ انجام داد.

۹-۱۸-۸-۲-۲ در مواردی که مولفه کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، بیشتر از ۲۰ درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهارها و ملحقات آن‌ها باید یکی از بندهای (الف) تا (ت) زیر را اقناع نماید

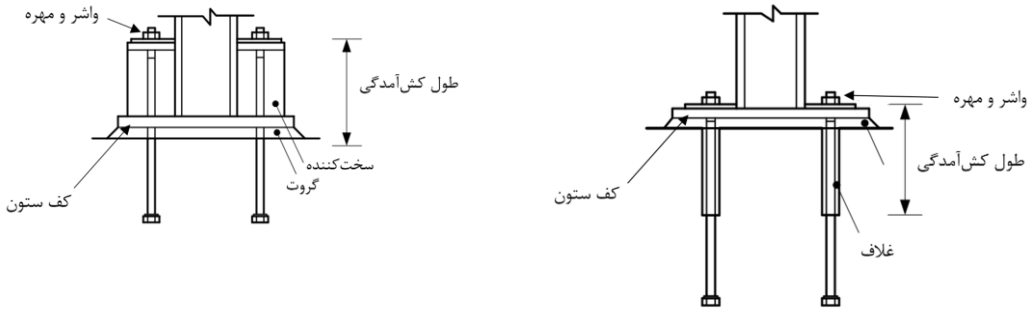
الف- در مهارهای تکی، مقاومت وابسته به بتن (مقاومت حالات گسیختگی بتن) باید بیشتر از مقاومت فولاد مهار باشد. در مهارهای گروهی نسبت بار کششی وارده به مهاری که بیشترین تنش را تحمل می‌کند به مقاومت فولاد آن مهار، باید بیشتر یا مساوی نسبت بار وارده به کلیه مهارهای کششی آن گروه به مقاومت وابسته به بتن در آن مهارها باشد. در این حالت شرایط زیر باید تامین شوند

- مقاومت فولاد مهار باید ۱/۲ برابر مقاومت اسمی آن در نظر گرفته شود.
- مقاومت وابسته به بتن باید مقاومت اسمی تلقی شده و برای محاسبه آن باید اثرات گسیختگی مخروطی بتن، بیرون کشیدگی، بیرون‌زدگی جانبی بتن و مقاومت پیوستگی، هر کدام که حاکم باشد، منظور شوند. در محاسبه مقاومت بیرون کشیدگی برای مهارهای گروهی، نسبت بار به مقاومت باید برای مهار با بیشترین تنش محاسبه شود. مقاومت کششی وابسته به بتن مجموعه مهار در طراحی باید بر اساس ضرایب کاهش مقاومت ۹-۱۸-۳ و حالات گسیختگی ۹-۱۸-۴ با فرض ترک‌خوردگی بتن تعیین شود، مگر آن که بتوان نشان داد که بتن ترک نخورده است که در این صورت مقاومت متناظر حالات گسیختگی را می‌توان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.
- برای تامین رفتار شکل پذیر در مهارها، انتقال نیروی کششی باید توسط مهار فولادی شکل‌پذیر با طول کش‌آمدگی حداقل ۸ برابر قطر مهار مطابق شکل ۹-۱۸-۷ تامین شود، مگر آنکه طول دیگری براساس نتایج تحلیل منظور شود.
- در مواردی که مهارها تحت بارهای رفت و برگشتی قرار می‌گیرند، باید تمهیدات لازم برای جلوگیری از کمانش آن‌ها انجام شود. بدین منظور می توان از غلاف استفاده نمود.
- در مواردی که اتصال از نوع رزوه‌ای بوده و مهار در تمام طول خود رزوه نشده است، برای اطمینان از تسلیم مهار در ناحیه رزوه نشده و جلوگیری از وقوع گسیختگی در محل رزوه، نسبت مقاومت کششی فولاد مهار f_{uta} به مقاومت تسلیم فولاد مهار f_{ya} نباید کمتر از ۱/۳ باشد.

ب- مهار تکی یا گروهی باید برای حداکثر کشش قابل انتقال به مهار و با در نظر گرفتن یک مکانیزم شکل‌پذیر کششی، خمشی، برشی یا اتکایی و یا ترکیب آنها در قطعه الحاقی که در آن اثرات اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی در قطعه الحاقی طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۸-۸-۲-۳ محاسبه می‌شود.

پ- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر نیروی کششی قابل انتقال به مهار از طریق قطعه الحاقی با رفتار غیر-تسلیم شونده طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی از بند ۹-۱۸-۸-۲-۳ محاسبه می‌شود.

ت- مهار های تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار کششی حاصل از ترکیب بارهای شامل زلزله که در آن‌ها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومتΩ_0 تشدید شده است، طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی از بند ۹-۱۸-۸-۲-۳ محاسبه می‌شود.



(ب) نصب مهار با شاهین **(الف) نصب مهار با غلاف**

شکل ۹-۱۸-۷ – تعریف طول کش‌آمدگی.

۹-۱۸-۸-۲-۳ مقاومت کششی در طراحی مهارهائی که نیروهای زلزله را تحمل می‌کنند و بر اساس بند ۹-۱۸-۸-۲-۲ (ب) تا (ت) طراحی می‌شوند، باید با منظور نمودن بندهای (الف) تا (ث) (که اثر بارگذاری لرزه‌ای را در کاهش مقاومت کششی منظور می‌کنند) و حالات گسیختگی جدول ۹-۱۸۱۸-۱ و فرض ترک‌خوردگی بتن محاسبه شوند، مگر آن که بتوان نشان داد که بتن ترک نخورده است که در این صورت مقاومت متناظر حالات گسیختگی را می‌توان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.

الف- برای یک مهار تکی یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش واقع شده است، $\boldsymbol{\varphi} N_{sa}$

ب- برای یک مهار تکی ویا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش قرار میگیرد، $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{cb}$ یا $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{cbg}$

در صورتی که آرماتورهای مهار مطابق بند ۹-۱۸-۴-۲-۶ تامین شده باشند، نیازی به محاسبه N_{cb} و N_{cbg} نمی‌باشد.

پ- برای یک مهار تکی و یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش قرار می‌گیرد، $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{pn}$

ت- $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{sb}$ یا $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{sbg}$

ث- $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{a}$ یا $0.75\boldsymbol{\varphi} N_{ag}$

ضریب کاهش مقاومت در زیر بندهای فوق براساس ضوابط ۹-۱۸-۳ تعیین می‌شود.

۹-۱۸-۸-۲-۴ در مواردی که انجام طراحی مهار بر اساس ۹-۱۸-۸-۲-۲ (الف) انجام شود ویا در مواردی که آرماتورهای مهار مطابق بند ۹-۱۸-۴-۲-۶ تامین شده باشند، نیازی به کاهش مقاومت کششی برای در نظر گرفتن اثر بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد و اعمال ضرایب کاهش مقاومت ۹-۱۸-۳-۹ کافی خواهد بود.

۹-۱۸-۸-۳ الزامات برای بارهای برشی

۹-۱۸-۸-۳-۱ در مواردی که مولفه برشی بار زلزله وارده بر مهارهای تکی یا گروهی، کمتر یا مساوی ۲۰ درصد کل بار برشی وارد به مهار در همان ترکیب بار باشد، مقاومت برشی مهارها براساس بند ۹-۱۸-۵ تعیین می‌گردد.

۹-۱۸-۸-۳-۲ در مواردی که مولفه برشی بار زلزله وارده بر مهارهای تکی یا گروهی، بیشتر از ۲۰ درصد کل بار برشی وارد به مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهار و ملحقات آن باید مطابق یکی از بندهای (الف) تا (پ) بوده و مقاومت برشی مهار بر اساس بند ۹-۱۸-۵ تعیین شود.

الف- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر برش قابل انتقال به آن‌ها بر اساس یک مکانیزم تسلیم شکل‌پذیر خمشی، برشی، یا اتکایی یا ترکیبی از آنها در قطعه الحاقی و با در نظر گرفتن اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی در اجزا الحاقی طراحی شوند.

ب- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر نیروی برشی قابل انتقال به آن‌ها از طریق قطعه الحاقی با رفتار غیر تسلیم‌شونده محاسبه شوند.

پ- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار برشی حاصل از ترکیباتی از بار طراحی که در آنها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است، محاسبه شوند.

۹-۱۸-۸-۳-۳ در مواردی که از آرماتورهای مهار مطابق بند ۹-۱۸-۵-۲-۸ استفاده می‌شود، نیازی به کاهش مقاومت برشی برای در نظر گرفتن اثر بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد و اعمال ضرایب کاهش مقاومت ۹-۱۸-۳ کافی خواهد بود.

۹-۱۸-۹ نصب و بازرسی مهارها

۹-۱۸-۹-۱ مهارهای کاشتنی باید توسط افراد آموزش دیده و بر اساس مدارک ساخت و دستورالعمل‌های تولیدکننده نصب شوند. مدارک ساخت باید مبتنی بر دستورالعمل‌های نصب تولیدکننده باشند. گواهی صلاحیت نصاب باید کتبی و مبتنی بر آزمون‌های کنترل کارایی بوده و توسط شرکت تولیدکننده یا نمایندگی آن صادر شده باشد. در هر حال مهندس طراح باید صلاحیت نصاب را به صورت کتبی تائید نماید.

۹-۱۸-۹-۲ بازرسی نصب مهارها باید مطابق دستورالعمل‌های فصل ۹-۲۲ انجام شود. برای مهارهای چسبی الزامات اضافی بندهای ۹-۱۸-۹-۳ تا ۹-۱۸-۹-۴ نیز باید رعایت شوند.

۹-۱۸-۹-۳ در مهارهای چسبی مدارک ساخت باید شامل نحوه انجام بارگذاری نمونه‌های شاهد مطابق مراجع مورد تائید باشد. مدارک ساخت همچنین باید مشخص کننده تمامی پارامترهای مرتبط با تنش پیوستگی بکار رفته در طراحی مطابق بند

۹-۱۸-۵-۵ شامل سن حداقل بتن، محدوده دمای بتن، شرایط رطوبتی در زمان نصب، نوع بتن سبک (در صورت استفاده) و الزامات مربوط به سوراخ‌کاری و آماده‌سازی باشند.

۹-۱۸-۹-۴ عملیات نصب مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا، که تحت بارهای کششی دائمی می‌باشند، باید به صورت مستمر توسط مهندس طراح کنترل شود. مهندس طراح باید گزارشی از نحوه انجام کار، مصالح مورد استفاده و انطباق فرایند نصب با مدارک ساخت و دستورالعمل‌های نصب تولیدکننده تهیه و به بازرس ساختمان ارائه دهد.

۹-۱۸-۱۰ قطعات الحاقی با زبانه برشی

۹-۱۸-۱۰-۱ طراحی زبانه برشی به روش دیگری غیر از ضوابط ۹-۱۸-۱۰ مجاز است، در صورتی که تامین مقاومت کافی و انتقال مناسب نیرو به صورت تحلیلی و یا با آزمایش نشان داده شود.

۹-۱۸-۱۰-۲ کلیات

۹-۱۸-۱۰-۲-۱ طراحی زبانه برشی براساس کنترل مقاومت لهیدگی بتن ۹-۱۸-۱۰-۳ و مقاومت گسیختگی لبه بتن ۹-۱۸-۱۰-۴ انجام می‌شود.

۹-۱۸-۱۰-۲-۲ باید حداقل چهار مهار طراحی شده براساس ضوابط ۹-۱۸ و با در نظر گرفتن ضوابط بند ۹-۱۸-۱۰-۳ تامین شوند. ممان ناشی از فاصله برش اعمالی روی کف ستون و برآیند بار روی زبانه برشی، منجر به ایجاد کشش در مهارها می‌شود. این کشش باید در طراحی مهارها لحاظ شود.

۹-۱۸-۱۰-۲-۳ در مهارهای جوش‌شده به کف ستون، کنترل اندرکنش کشش و برش باید مبتنی بر انتقال درصدی از برش کل توسط مهارها باشد.

۹-۱۸-۱۰-۲-۴ زبانه برشی باید از ورق‌های مستطیلی شکل و یا از مقاطع فولادی متشکل از اجزا صفحه‌ای، جوش شده به ورق کف ستون ساخته شده باشد.

۹-۱۸-۱۰-۲-۵ در صورت استفاده از سخت‌کننده، طول آن در امتداد برش نباید از $0.5h_{sl}$ کمتر باشد.

۹-۱۸-۱۰-۲-۶ ابعاد زبانه برشی و کف ستون باید تامین کننده الزامات زیر باشند

الف- $h_{eff} \geq h_{sl}$

ب- $h_{eff}/C_{sl} \geq 2.5$

۹-۱۸-۱۰-۲-۷ کف ستون‌هایی که به صورت افقی اجرا می‌شوند، باید دارای سوراخ‌هایی به قطر حداقل ۲۵ میلیمتر در امتداد هر وجه بلند زبانه برشی باشند.

۹-۱۸-۱۰-۳ مقاومت لهیدگی بتن زبانه برشی

۹-۱۸-۱۰-۳-۱ مقاومت اسمی لهیدگی بتن زبانه برشی $V_{brg,sl}$ به صورت زیر محاسبه می‌شود

$$V_{brg,sl} = 1.7 f_c' A_{ef,sl} \psi_{brg,sl} \qquad (۹-۱۸-۳۶)$$

سطح موثر زبانه برشی $A_{brg,sl}$ براساس ۹-۱۸-۱۰-۳-۲ و ضریب تصحیح نیروی محوری $\psi_{brg,sl}$ براساس ۹-۱۸-۱۰-۳-۳ تعیین می‌شوند.

۹-۱۸-۱۰-۳-۲ سطح موثر زبانه برشی $A_{brg,sl}$ عمود بر امتداد برش به صورت زیر تعیین می‌شود

الف- سطح زبانه برشی واقع در دو برابر ضخامت زبانه برشی ($2t_{sl}$) از سطح پائینی کف ستون، اگر سطح بالا یا پائین کف ستون همسطح بتن باشد.

ب- سطح زبانه برشی واقع در دو برابر ضخامت زبانه برشی ($2t_{sl}$) از سطح بتن، اگر کف ستون بالاتر از سطح بتن نصب شده باشد.

پ- در صورت وجود سخت‌کننده، سطح زبانه برشی واقع در دو برابر ضخامت زبانه برشی ($2t_{sl}$) از سطح تماس بتن و سخت‌کننده.

ث- در صورت وجود سخت‌کننده، سطح حاصل از ضرب ضخامت سخت‌کننده موازی برش در ارتفاع آن.

۹-۱۸-۱۰-۳-۳ ضریب تصحیح $\psi_{brg,sl}$ برای نیروی محوری P_u (منفی برای کشش و مثبت برای فشار) به صورت زیر تعیین می‌شود

الف- برای نیروی محوری کششی

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{nN_{sa}} \leq 1.0 \qquad (۹-۱۸-۳۷)$$

ب- برای حالت بدون نیروی محوری

$$\psi_{brg,sl} = 1.0 \qquad (۹-۱۸-۳۸)$$

پ- برای نیروی محوری فشاری

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{4P_u}{A_{bp} f_c'} \leq 2.0 \qquad (۹-۱۸-۳۹)$$

در روابط فوق n تعداد مهارهای در کشش و A_{bp} سطح مقطع کف ستون است.

۹-۱۸-۱۰-۳-۴ برای قطعات الحاقی با بیش از یک زبانه برشی در امتداد عمود بر برش، می‌توان مقاومت زبانه‌های برشی را با هم جمع نمود، ولی در هر حال تنش برشی در تراز پائین زبانه برشی (نیروی برشی اعمالی تقسیم بر حاصل ضرب عرض زبانه در فاصله اولین و آخرین زبانه در امتداد برش) نباید از $0.2f_c'$ تجاوز کند.

۹-۱۸-۱۰-۴ مقاومت گسیختگی لبه بتن

۹-۱۸-۱۰-۴-۱ مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن برای زبانه برشی $V_{cb,sl}$ براساس معادله ۹-۱۸-۲۲ که در آن V_b براساس ۹-۱۸-۲۶ تعیین شده، محاسبه می‌شود. در این روابط c_{a1} فاصله سطح اتکا زبانه برشی تا لبه آزاد بتن و A_{vc} سطح شکست تصویر شده روی لبه آزاد بتن خواهد بود که در ۹-۱۸-۱۰-۴-۲ تعریف شده است.

۹-۱۸-۱۰-۴-۲ سطح شکست تصویر شده بتن روی لبه آزاد A_{cvl} را می‌توان با مقطعی مستطیلی با فاصله افقی $1.5c_{a1}$ از لبه قائم زبانه برشی و فاصله قائم $1.5c_{a1}$ از عمق موثر زبانه برشی $h_{ef,sl}$ تقریب زد. عمق موثر زبانه برشی $h_{ef,sl}$ را می‌توان مساوی با فاصله بین سطح بتن تا پائین سطح موثر زبانه برشی $A_{ef,sl}$ در نظر گرفت.

۹-۱۸-۱۰-۴-۳ مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن برای برش موازی لبه را می‌توان براساس ۹-۱۸-۵-۲-۱ و با استفاده از معادله ۹-۱۸-۲۲ تعیین نمود. در این محاسبه c_{a1} فاصله لبه آزاد بتن تا مرکز زبانه برشی بوده و $\psi_{ec,V}$ برابر با یک گرفته می‌شود.

۹-۱۸-۱۰-۴-۴ برای زبانه برشی واقع در گوشه، مقاومت متناظر گسیختگی برشی برای هر لبه محاسبه و مقدار حداقل به عنوان مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن گرفته می‌شود.

۹-۱۸-۱۰-۴-۵ برای کف ستون‌ها با چند زبانه برشی، مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن باید بر اساس در نظر گرفتن تمام سطوح شکست محتمل محاسبه شود.

۹-۱۸-۱۱ مراجع

1. ACI 355.2-07, 2007, Qualification of post-installed mechanical anchors in concrete and comentary.
2. ACI 355.4-11, 2011, Qualification of post-installed adhesive anchors in concrete.
3. ICC-ES AC193, Acceptance criteria for mechanical anchors in concrete elements.
4. ICC-ES AC308, Acceptance criteria for post-installed adhesive anchors in concrete elements.

۹-۱۹ الزامات بهره برداری

۹-۱۹-۱ گستره

ضوابط این فصل به طراحی اعضا زیر اثر بارهای بهره برداری اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- تغییر مکان یا خیز ناشی از بار های ثقلی

ب- توزیع آرماتورهای خمشی در تیرها و دال‌های یک طرفه برای کنترل ترک‌خوردگی

پ- آرماتور حرارتی و جمع شدگی و

ت- ارتعاش (لرزش)

۹-۱۹-۲ تغییر مکان یا خیز

۹-۱۹-۲-۱ کلیات

۹-۱۹-۲-۱-۱ در اعضای تحت خمش، سختی اعضا باید به اندازه‌ای باشد که تغییرمکان ها و یا تغییرشکل‌های ایجاد شده در آنها آثار نامطلوب در مقاومت و یا بهره‌دهی ایجاد نکند.

۹-۱۹-۲-۱-۲ بارهای بهره برداری بارهایی هستند که در شرایط عادی بهره‌برداری، بدون اعمال ضرائب بار، به سازه وارد می-شوند.

۹-۱۹-۲-۱-۳ در تعیین سختی اعضا جهت محاسبه ی خیز آنی باید آثار ترک‌خوردگی بتن و نیز اثر میلگردها در نظر گرفته شوند. برای این منظور، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر یا روش‌های آزمایشگاهی، ضوابط تعیین شده در بند ۹-۱۹-۲-۲ کافی تلقی می‌شود.

۹-۱۹-۲-۱-۴ در تعیین تغییرمکان باید اثرات ناشی از تغییرمقطع اعضاء، نظیر ماهیچه ها در تیرها، منظور شود.

۹-۱۹-۲-۱-۵ در محاسبه تغییرمکان علاوه بر تغییرمکان‌های کوتاه مدت و آنی باید تغییرمکان‌های درازمدت ناشی از بارهای دائمی (بارهای مرده به علاوه‌ی بارهای زنده‌ی ماندگار)، نیز منظور گردد.

۹-۱۹-۲-۲ محاسبه تغییر مکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

۹-۱۹-۲-۲-۱ تغییرمکان آنی اعضاء را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c، باید بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ و ممان اینرسی مؤثر عضو طبق رابطه ۹-۱۹-۱ تعیین گردند.

۹-۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۹-۱۹-۱ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود:

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر، I_e

ممان اینرسی مؤثر، (I_e)	لنگر سرویس
I_g	$M_a \le \frac{2}{3} M_{cr}$
$\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2 (1-\frac{I_{cr}}{I_g})}$	$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$

در روابط فوق M_{cr}، لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع، طبق رابطه (۹-۱۹-۱) محاسبه م شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad \textbf{(۹-۱۹-۱)}$$

۹-۱۹-۲-۲-۳ - در تیرها و دال‌های یک طرفه پیوسته، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط وزن دار ممان اینرسی‌های مؤثر عضو در وسط دهانه و در بر تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۹-۲) تعیین می گردد.

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er}) \qquad \textbf{(۹-۱۹-۲)}$$

۹-۱۹-۲-۲-۴ - در تیرها و دال‌های یک طرفه با مقطع یکنواخت منشوری، می‌توان ممان اینرسی موثر را برابر با مقدار آن در وسط دهانه، در اعضای با تکیه گاه‌های ساده یا پیوسته، و بر روی تکیه گاه، در اعضای طره ای، در نظر گرفت.

۹-۱۹-۲-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییرمکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل‌ضرب تغییرمکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ، که از رابطه ی(۹-۱۹-۳)، تعیین می شود، به دست آورد:

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1+50\,\rho'} \qquad \textbf{(۹-۱۹-۳)}$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه، در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا یکسره، و در مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای، است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ζ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول **۹-۱۹-۲** ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ζ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲

۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیشتر	۲/۰

۹-۱۹-۲-۳ محاسبه تغییرمکان در دال‌های دو طرفه

۹-۱۹-۲-۳-۱ در دال‌های دوطرفه تغییرمکان آنی را می‌توان با استفاده از روش‌های معمولی تحلیل صفحات و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها روابط باید بر اساس بند ۹-۳-۶-۱ و ممان اینرسی موثر دال باید طبق جدول ۹-۱۹-۱ در نظر گرفته شوند. روش‌های دیگری در محاسبه تغییرمکان را می‌توان بکار برد مشروط بر آنکه نتایج حاصل با انجام آزمایش‌های کافی تایید شده باشد.

۹-۱۹-۲-۳-۲ در دال‌های دوطرفه اضافه تغییرمکان دراز مدت باید بر اساس ضابطه بند ۹-۱۹-۲-۲-۵ محاسبه شود.

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول **۹-۱۹-۳** حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان موردنظر	حدتغییرمکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{L}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{L}{360}$	
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییرمکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییرمکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرمکان آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{L}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		$\frac{L}{240}$	تبصره ۲ و ۳

تبصره ۱- درصورتی‌که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.
تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.
تبصره ۳- اضافه تغییرمکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییرمکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییرمکان مورد نظر تفاضل این دو، قبل و بعد از اتصال این اعضاء، می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یکطرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آنها در ناحیه تحت کشش بتن کافی است فاصله میلگردهای خمشی آجدار، s، از حدودی که در زیر تعیین شده اند تجاوز نکند.

$$s=380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c \qquad (۹-۱۹-۴)$$

$$s=300\left(\frac{280}{f_s}\right) \qquad (۹-۱۹-۵)$$

در این روابط:

f_s : میزان تنش در آرماتورکششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری، مگاپاسکال

c_c : کم‌ترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر.

۹-۱۹-۳-۲ در محاسبه تنش کششی f_s در آرماتورها، بجای محاسبه دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آنرا برابر با $\frac{2}{3}f_y$ به حساب آورد.

۹-۱۹-۳-۳ در مواردی که تنها یک میلگرد به عنوان آرماتور کششی در مقطع موجود است، عرض دورترین وجه کششی نباید از s که از بند (۹-۱۹-۳-۱) تعیین می‌شود، بیش‌تر باشد.

۹-۱۹-۳-۴ در مواردی که بال‌های تیر با مقطع Tشکل در کشش قرار دارد، قسمتی از میلگردهای کششی، طبق ضابطه ۹-۶-۳-۳ ، باید در طولی به اندازه عرض موثر تیر و نه بیشتر از $L_n/10$، در بال‌ها توزیع شوند و در صورتی که عرض موثر تیر از $L_{n/10}$ بیشتر باشد، باید در طول اضافی آن آرماتور اضافی پیش‌بینی شود. فاصله این میلگردها از یکدیگر مشمول ضوابط بند۹-۱۹-۳-۱ می‌شوند.

۹-۱۹-۳-۵ فواصل آرماتورهای گونه تیرها، موضوع بند ۹-۱۱-۶-۱-۳ ، مشمول ضوابط بند۹-۱۹-۳ می‌شوند.

۹-۱۹-۳-۶ ضوابط بند ۹-۱۹-۳ تنها تیرها و دال‌های عادی را شامل می‌شوند. برای سازه‌های ویژه مانند آنهائی که زیر اثر بارهای تکراری قرار می‌گیرند و یا باید شرایط محیطی مهاجم را جوابگو باشند و نیز سازه‌هائی که باید آب-بندی شوند، ضوابط ویژه دیگری باید مورد توجه قرار داده شود. در این سازه‌ها به هرحال نباید فاصله میلگردها از یکدیگر از آنچه در اینجا آورده شده بیشتر شود.

۹-۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع شدگی

۹-۱۹-۴-۱ در دال‌های یک طرفه برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی باید در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی آرماتورهای اضافی موسوم به "آرماتورحرارتی"، مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۹-۴-۳ تا ۹-۱۹-۴-۶ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۲ در مواردی که دال در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی مانع حرکت های ناشی از تغییرات دما یا جمع‌شدگی می‌شود باید اثرات آنها طبق ضابطه بند ۹-۹-۶-۴ مورد بررسی قرار گرفته و آرماتور اضافی لازم پیش-بینی شود.

۹-۱۹-۴-۳- نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگ تر یا مساوی ۰.۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۴ آرماتورهای حرارتی در دال‌های با ضخامت بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باید در دو لایه نزدیک به سطوح زیر و روی دال قرار داده شوند. در دال‌های با ضخامت کمتر می‌توان آن ها را در یک لایه قرار داد.

۹-۱۹-۴-۵ فاصله آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی از یکدیگر نباید بیشتر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شوند.

۹-۱۹-۴-۶ آرماتورهای مورد استفاده برای مقاومت در مقابل تنش‌های ناشی از افت و حرارت باید قادر باشند که در همه جا تنش تسلیم f_y را در کشش توسعه دهند.

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیر هایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۳ کمتر باشد:

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ هرتز
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ هرتز
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ هرتز
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ هرتز
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ هرتز
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ هرتز

در محاسبه فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده بدون ضریب، در محاسبه تغییر شکل‌ها مدنظر قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بار مرده بدون ضریب بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن 1.25 برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

برای مجاسبه فرکانس دوره ای (f) ، می‌توان از رابطه ۹-۱۹-۶ استفاده نمود.

$$f = 18\sqrt{\frac{1}{\Delta_{is}}} = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \qquad (۹-۱۹-۶)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی آنی در مرکز سقف تحت باری است که کف تحت اثر آن می‌لرزد برحسب میلیمتر و f فرکانس دوره ای ارتعاش بر حسب هرتز می باشد.

۹-۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۹-۲۰-۱ گستره

۹-۲۰-۱-۱ این فصل به طراحی سازه های بتن آرمه تحت اثر بارهای ناشی از زلزله اختصاص دارد و شامل موارد زیر است:

الف- سیستم های سازه ای که به عنوان بخشی از سیستم های مقاوم در برابر زلزله بکار برده می شوند شامل:دیافراگم ها، قابهای خمشی، دیوارهای سازه ای و شالوده ها

ب- اعضایی که به عنوان جزیی از سیستم های مقاوم در برابر زلزله طراحی نمی شوند لیکن ضروری است سایر بارهای وارده بر سازه را هم زمان با اثرات ناشی از تغییر مکان های ایجاد شده در اثر زلزله تحمل نمایند.

۹-۲۰-۱-۲ سازه هائی که بر اساس ضوابط این فصل محاسبه می شوند، باید با پاسخ شکل پذیرغیر الاستیک برخی اعضاء منتخب خود در مقابل حرکت زلزله مقاومت کنند.

۹-۲۰-۲ کلیات

۹-۲۰-۲-۱ سیستم های سازه ای

۹-۲۰-۲-۱-۱ اعضای سیستم های سازه ای که برای مقابله با زلزله بکار برده می شوند باید علاوه بر ضوابط کلیه فصول این مبحث، الزامات این فصل را نیز اقناع نمایند. چنانچه بین ضوابط این فصل با سایر فصول مغایرتی وجود داشته باشد، ضوابط این فصل حاکم خواهد بود.

۹-۲۰-۲-۱-۲ سیستم های سازه ای که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می شوند باید یکی از سیستم های توصیه شده در مقررات ملی ساختمان باشند. در این سیستم ها باید ضوابط عنوان شده در جدول ۹-۲۰-۱ رعایت شوند.

جدول **۹-۲۰-۱:** ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم های بتن آرمه

	سطوح شکل پذیری		
نوع سیستم	کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)
قابهای خمشی	بند ۹-۲۰-۳	بند ۹-۲۰-۵	بند ۹-۲۰-۶
دیوارهای سازه‌ای	بند ۹-۲۰-۴	-	بند ۹-۲۰-۷
دیافراگم‌ها و خرپاها	-	بند ۹-۲۰-۸	بند ۹-۲۰-۸
شالوده ها	بند ۹-۲۰-۹		

۹-۲۰-۲-۱-۳ استفاده از سیستم های سازه ای بتن آرمه که در آنها ضوابط این فصل رعایت نشده بشرطی مجاز است که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که ظرفیت لرزه ای آن ها (مقاومت و شکل پذیری) در مقابل بارهای وارده از ظرفیت سیستم طراحی شده بر اساس ضوابط این آیین نامه کمتر نیست.

۹-۲۰-۲-۲ تحلیل سازه

۹-۲۰-۲-۱ در تحلیل سازه باید اثرات اندرکنش کلیه اعضای سازه ای و غیر سازه ای که بر روی رفتار خطی و غیر خطی سازه در مقابل زلزله موثر هستند منظور گردد.

۹-۲۰-۲-۲ استفاده از اجزای صلب درسازه، به صورتی که جزء سیستم مقاوم در برابر بارهای ناشی از زلزله نباشند، مجاز است مشروط بر آنکه اثر این اجزاء در پاسخ سیستم در برابر بارهای نا شی اززلزله بررسی شده و در محاسبات منظور شود. پیامدهای ناشی از خرابی احتمالی اجزای سازه ای و غیرسازه‌ای که جزء سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه ای نیستند نیز باید بررسی شوند.

۹-۲۰-۲-۳ اعضای سازه‌ای که در زیر تراز پایه ادامه می یابند و برای انتقال بارهای ناشی از زلزله به شالوده مورد نیاز باشند، باید براساس ضوابط این فصل و هماهنگ با سیستم مقاوم در برابرزلزله واقع در بالای تراز پایه ، طراحی شوند.
۹-۲۰-۲-۴ در سازه‌هایی که برای حد شکل‌پذیری متوسط یا زیاد طراحی می‌شوند، تمامی اعضای ساختمان که جزء سیستم مقاوم دربرابر بار جانبی ناشی از زلزله نیستند باید بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ طراحی شوند.

۹-۲۰-۲-۳ مهار به بتن

۹-۲۰-۲-۳-۱ مهار هایی که نیروهای ناشی از زلزله رادر سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد تحمل میکنند باید ضوابط اضافی بند ۹-۱۸-۸ را نیز رعایت نمایند.

۹-۲۰-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت

۹-۲۰-۲-۴-۱ در تعیین مقاومت مقاطع اعضاء، ضرایب کاهش مقاومت، $\emptyset$، باید مطابق فصل ۹-۷ در نظر گرفته شوند.

۹-۲۰-۲-۵ مشخصات مصالح

۹-۲۰-۲-۵-۱ بتن مورد استفاده در اعضای مقاوم در برابر زلزله برای سازه های با شکل پذیری زیاد نبایدکمتر از رده C۲۵ و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و کم نباید کمتر از رده C۲۰ باشد.

۹-۲۰-۲-۵-۲ مشخصات آرماتور در اعضای مقاوم در برابر زلزله باید مطابق ضوابط فصل ۹-۴ باشد.

۹-۲۰-۲-۶ کنترل سازه در شرایط بهره برداری

به منظور رعایت ضوابط طراحی برای زلزله سطح بهره برداری، لازم است مقاومت و تغییرمکان‌های جانبی سازه مطابق الزامات مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان محدود شود.

۹-۲۰-۲-۷ سطوح شکل‌پذیری سازه

۹-۲۰-۲-۷-۱ اعضای سیستم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله باید برای یکی از سه سطح شکل‌پذیری که در بندهای زیر تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط مربوط به طراحی آنها در بندهای ۹-۲۰-۳ تا ۹-۲۰-۹ ارائه شده‌اند.

الف- سطح شکل‌پذیری کم (قاب خمشی بتن آرمه معمولی و دیوار سازه‌ای): این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل های زیاد نمی‌رود.

ب- سطح شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط): این سطح برای سازه هایی مناسب است که در آنها برخی اعضای سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و باید آنچنان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای قبول تغییر شکل های مورد نیاز را دارا باشند.

پ- سطح شکل‌پذیری زیاد (قاب خمشی بتن آرمه ویژه و دیوار سازه‌ای): این سطح برای سازه هایی منا سب است که عمده اعضای آنهاتا حد قابل ملاحظه ای وارد ناحیه غیر الاستیک شده و باید آنچنان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای جذب و استهلاک انرژی و قبول تغییر شکل های زیاد را داشته باشند.

۹-۲۰-۳ قاب های با شکل پذیری کم (معمولی)

در طراحی قابهای با شکل پذیری کم که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند باید علاوه بر رعایت ضوابط سایر فصول این مبحث، ضوابط بند ۹-۲۰-۳ نیز بکار برده شوند.

۹-۲۰-۳-۱ تیرها در قاب های با شکل پذیری کم

در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل دو آرماتور سراسری بکار برده شود. سطح مقطع آرماتورهای وجه پائین نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتور های تحتانی در طول دهانه تیر، کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض ایجاد تنش تسلیم در بر تکیه گاه مهار شوند.

۹-۲۰-۳-۲ ستون ها در قاب های با شکل پذیری کم

در ستونهایی که طول آزاد آنها $l_u \leq 5c_1$ است مقدار $\emptyset V_n$ باید حد اقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

الف- برش متناظر با مقاومت خمشی اسمی در هریک از دو انتهای مقید طول آزاد با منظور نمودن انحنا ء خمشی دو جهته ستون. مقاومت خمشی ستون باید بر اساس بار محوری ضریب دار همساز با جهت نیروهای جانبی که بیش ترین مقاومت خمشی را نتیجه می دهد، محاسبه گردد.

ب- حداکثر برش بدست آمده از ترکیبات بارگذاری که در آنها زلزله تشدید یافته $\Omega_0 \mathrm{E}$ جایگزین E شده باشد.

۹-۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب های با شکل پذیری کم

اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۹-۱۶ بوده و برش اتصال V_u باید در صفحه افقی در وسط ارتفاع اتصال تیر به ستون وبا منظور نمودن نیروهای کششی و فشاری ناشی از لنگرهای اسمی تیر M_n محاسبه گردد.

۹-۲۰-۴ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری کم (معمولی)

۹-۲۰-۴-۱ در طراحی دیوارهای سازه ای با شکل پذیری کم لزومی به رعایت ضابطه خاص، اضافه بر آنچه در فصل ۹-۱۳ این مبحث آورده شده، نیست.

۹-۲۰-۵ قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۱ ضوابط بند ۹-۲۰-۵ باید در قابهای با شکل پذیری متوسط، شامل دال های دو طرفه بدون تیر که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل میدهند بکار برده شوند.

۹-۲۰-۵- ۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی(الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نبایدبیشتر از دو مقدار زیر باشد:

- عرض عضو تکیه‌گاهی ، در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۲ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۹-۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۲-۲-۱ در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حد اقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتور های تحتانی در طول دهانه تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه گاه مهار شوند.

۹-۲۰-۵-۲-۲-۲درهر طرف تیر در برتکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر درمقاطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.
ب - فاصله دورگیرها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع ، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطردورگیر و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.
پ - فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۴ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب دار در آنها از $0.10A_g f'_c$ بیشتر است مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ محاسبه میگردد باید ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲ و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۳ را نیز رعایت نمایند.

۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ مقاومت برشی تیر، $\emptyset V_n$، نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب دار و مولفه قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در برتکیه گاهها

ب- حد اکثر برش بدست آمده از ترکیبات بارگذاری که در آنها بجای برش ناشی از زلزله E، مقدار 2E جایگزین شده باشد.

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۳-۱-۱ در ستون ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف - عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب - نسبت عرض مقطع به طول آزادعضو نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ در ستون ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون ها باید یا بصورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و یا بصورت دورگیر هائی مطابق ضوابط بند های ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. درضمن رعایت ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه ستون هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت نا پیوسته بکار برده می شوند، الزامی است.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ در دو انتهای ستون ها در طول l_0 باید دورگیر مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ به کار برده شود. طول l_0، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) زیر در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل آن

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله آنها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال وکمتر - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون ولی نه بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال وبیشتر - ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ولی نه بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر

پ- نصف کوچکترین بعد مقطع ستون

فاصله اولین خاموت بسته از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط آرماتور عرضی مشابه ضوابط بند۹-۱۲-۶-۷-۲ است.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ در ستون هائی که عکس العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون های واقع در زیر دیوارهای منقطع ، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) بکار برده شود:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب دارستون در اثر زلزله از $0.10A_g f_c'$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی با فواصل s_0 از یکدیگر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در تمام ارتفاع ستون واقع در زیر طبقه ای که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که نیروهای طراحی برای منظور نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم باربر مقاوم در برابر زلزله تشدید شده اند، محدودیت $0.10A_g f_c'$ باید به $0.25A_g f_c'$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه ای برابر با حد اقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d ، با بیشترین قطر، که بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ تعیین میشود، در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_d ، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۶ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده ادامه داده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر بااستفاده از آرماتور عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ و ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ محصور گردد.

۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون ها مقاومت برشی مقطع، $\emptyset V_n$، نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) کمتر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دوجهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیشترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حد اکثر برش بدست آمده از ترکیبات بارگذاری ضریب دار شامل زلزله که در آنها بجای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جایگزین شده باشد.

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۱ در نواحی اتصال تیر به ستون باید جزئیات بندهای ۹-۱۶-۳-۱-۲، ۹-۱۶-۳-۱-۳، و ۹-۲۰-۵-۴-۲ تا ۹-۲۰-۵-۴-۵ رعایت شوند.

۹-۲۰-۵-۴-۲ در مواردی که تیرهای متصل به گره که باعث ایجاد برش در ناحیه اتصال تیر به ستون می گردند دارای عمقی بزرگتر از دو برابر عمق ستون باشند، تحلیل و طراحی ناحیه اتصال باید بر اساس مدل خرپائی در پیوست ۹-پ-۳ بوده و بندهای (الف) و (ب) نیز رعایت شوند.

الف – برش طرح بدست آمده از مدل خرپائی نباید از $\emptyset V_n$ محاسبه شده بر اساس بند ۹-۱۶-۴-۲ بیشتر باشد.

ب – جزئیات آرماتورگذاری بندهای ۹-۲۰-۵-۴-۳ تا ۹-۲۰-۵-۴-۵ رعایت شوند.

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع می شوند باید تا انتهای مقابل هسته ناحیه اتصال ادامه داشته و طول گیرائی آنها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۵-۴-۴ فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون از یکدیگرs نباید از کوچکترین مقدار محاسبه شده مطابق بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ (الف) تا (پ) در ارتفاع عمیق ترین تیر متصل به گره بیشتر باشد.

۹-۲۰-۵-۴-۵ در مواردی که بجای میلگردهای فوقانی منتهی شده در ناحیه اتصال تیر به ستون از میلگردهای با کلاهک استفاده می شود، ستون باید از لبه فوقانی ناحیه اتصال حد اقل به اندازه عمق ناحیه اتصال h ادامه داشته باشد. همچنین می توان آرماتورهای تیر را با آرماتورهای قائم در گره که توانائی محصور کنندگی معادل رویه فوقانی اتصال را داشته باشند محصور نمود.

۹-۲۰-۵-۴-۶ در نواحی اتصال دال به ستون باید ضوابط آرماتورگذاری عرضی بند ۹-۱۶-۳-۲ رعایت شود. در صورت نیاز به استفاده از آرماتورهای عرضی، باید حد اقل یک لایه آرماتور عرضی در گره بین آرماتورهای فوقانی و تحتانی دال قرار داده شود.

۹-۲۰-۵-۴-۷ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۵-۴-۷-۱ مقاومت برشی اتصالات درجا ریخته تیر به ستون باید در رابطه $\emptyset V_n \geq V_u$ صادق باشد.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۲ V_u در ناحیه گره بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۳ تعیین می شود.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۳ $\emptyset$ بر اساس بند ۹-۷-۴ برای برش تعیین می شود.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۴ V_n در ناحیه گره بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ تعیین می شود.

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب دار دالها در تکیه گاهها باید برای ترکیب های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل $\mathrm{M_{sc}}$ باید در عرض نوار ستونی تعریف شده در بند ۹-۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۲ آرماتورهائی که در عرض موثرتعریف شده در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ قرار داده می شوند باید برای لنگر $\gamma_f \mathrm{M_{sc}}$ طراحی شوند. عرض موثر برای نواحی اتصال واقع در لبه های خارجی و گوشه های دال نباید فراتر از اندازه c_t، که در جهت عمود بر امتداد دهانه دال اندازه گیری می شود، از بر ستون ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۳ حد اقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه گاهها باید در محدوده عرض موثر دال، که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ تعیین شده است، قرار داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۴ حد اقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه گاه باید در تمام طول دهانه دال بصورت ممتد ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۵ آرماتورهای پیوسته تحتانی نوار ستونی نباید از یک سوم آرماتور فوقانی این نوار در تکیه گاه کمتر باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۶ حد اقل نصف آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ستونی در وسط دهانه باید بصورت سراسری ادامه داشته و در تکیه گاه طوری مهار شوند که قادر به تحمل تنش تسلیم مطابق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۶-۲ باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۷ در لبه های خارجی دال کلیه آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه گاه باید مطابق ضوابط بند۹-۱۰-۹-۶-۲ در بر تکیه گاه برای تحمل تنش f_y مهار شوند .

۹-۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستونهایی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده اند تنش برشی دو طرفه ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب دار نباید از $0.4\emptyset V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۹-۸-۵-۳ محاسبه می‌شود. در صورتی که در دال ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ رعایت شده باشد نیازی به منظور نمودن ضابطه این بند نیست.

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با ا همیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.

۹-۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۱ ضوابط بند ۹-۲۰-۶ باید در قابهای با شکل پذیری زیاد که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل میدهند، بکار برده شوند.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف - ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
ب - عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.
پ - عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچک ترین c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در تمامی مقاطع تیرنسبت سطح مقطع آرماتوربه مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ بوده و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای باحد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال وکمتر نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیشتر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شود.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۲ دربر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نبایستی کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بر تکیه گاهی در دو انتهای عضو باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید از کوچک ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف - در اتصالات تیرها به ستون‌ها

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از مقاطع بحرانی که در آنها، در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ وصله های مکانیکی باید شامل یکی از دو طبقه بندی زیر باشند:

الف- گروه ۱- وصله های مکانیکی مطابق ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۷

ب- گروه ۲- وصله های مکانیکی مطابق ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۷ که قادر هستند مقاومت گسیختگی کششی آرماتورهای وصله شده را تحمل نمایند.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۷ وصله های مکانیکی گروه ۱ نباید در فاصله ای کمتر از دو برابر ارتفاع مقطع عضو از بر تیر یا ستون و یا مقاطع بحرانی که در انها احتمال تسلیم آرماتورها وجود دارد واقع شده باشند. استفاده از وصله های گروه ۲ در هر نقطه، به استثناء تیرهای پیش ساخته که در آنها فاصله محل وصله از بر تکیه گاه نباید کمتر از $h/2$ باشد، مجاز است.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۸ استفاده از وصله های جوشی در میلگردهایی که نیروی ناشی از زلزله را تحمل مینمایند باید بر اساس ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۷ بوده ونباید در فاصله کمتر از دو برابر ارتفاع مقطع عضو از بر تیر یا ستون و یا مقاطع بحرانی که در انها احتمال تسلیم ارماتورها وجود دارد واقع شده باشند.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۹ جوشکاری خاموتها، تنگ ها، قطعات جاگذاری شده، ومشابه انها به ارماتورهای طولی که کاربرد محاسباتی دارند مجاز نمیباشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ درتیرها در طول قسمت‌های بحرانی تیرها که در زیر مشخص شده اند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ را تامین نمایند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از برهر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک وجود داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ باشد.

ب- فاصله دورگیرها از یکدیگرنباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای بامقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال به جز میلگرد طولی جلدی و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ- فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۴ باشند. فاصله مرکز به مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند نباید بیش از ۳۵۰ میلیمتر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۱-۳ ضروری هستند نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۴ در قسمت هائی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، خاموت ها باید برای برش مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۴ طراحی شوند.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۵ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب لرزه ای بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکلU که در دو انتها دارای قلاب لرزه ای باشند و میلگرد دیگر به شکل میلگرد دوخت که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه میلگردهای دوخت متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شوند. چنانچه میلگردهای طولی که توسط میلگردهای دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه میلگردهای دوخت را می توان در آن سمت دال، قرار داد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۷ در نواحی بحرانی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ در تیرهائی که نیروی محوری فشاری ضریب دار آنها از $0.10A_g f'_c$ بیشتر است، باید از دورگیرهائی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ استفاده شود.

در سایر نواحی تیر باید از خاموت هایی با مشخصات داده شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲، مربوط به ستون ها، با فواصل S برابر با کمترین مقدار ۶ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال ویا ۱۵۰ میلیمتر استفاده شود. در مواردی که پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر است باید از آرماتورهای عرضی اضافی که پوشش بتن کمتر از ۱۰۰ میلیمتر بوده وفاصله آنها از یکدیگر بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر نباشد، استفاده نمود.

۹-۲۰-۶-۲-۴ برش درتیرهای با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e ، در تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیربا فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود .جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر بیشترین باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ باید با فرض V_c، برابر با صفرانجام شود:

الف- بخش لرزه ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ باید بزرگتر یا مساوی نصف مقاومت برشی حد اکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

۹-۲۰-۶-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۶-۳-۱-۱ در ستون ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد یک خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین می شود نباید از ۳۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کمتر باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۲ در ستون هائی که در آن ها از دورگیرهای دایره ای استفاده شده است، تعداد آرماتورهای طولی مقطع باید حد اقل ۶ عدد باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۳ در طول آزاد ستون، آرماتورهای طولی ستون باید به گونه ای انتخاب شوند که $1.25lt_d \leq lt_u/2$ باشد.
در این رابطه lt_d طول گیرائی آرماتورهای طولی و lt_u طول آزاد ستون می باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ بکار برده شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۵ وصله‌های مکانیکی، باید مطابق ضوابط بند های۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ و ۹-۲۰-۶-۲-۲-۷ باشند.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۶ وصله های جوشی باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲-۸ و ۹-۲۰-۶-۲-۲-۹ باشند.

۹-۲۰-۶-۳-۳ آرماتور های عرضی

۹-۲۰-۶-۳-۳-۱- در دو انتهای ستون ها و در دو طرف هرمقطعی از آن ها که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد ناحیه ای به طول l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ پیش بینی شود، مگر آنکه طراحی برای برش وپیچش نیاز به آرماتور بیشتری داشته باشد. طول l_0 که از بر اتصال به تیرها اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظرگرفته شود:

الف- یک ششم طول آزاد ستون
ب- عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر ویا سایر مقاطعی که ممکن است در آنها لولای پلاستیک تشکیل شود.
پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط(الف) الی (ج) در نظر گرفته شوند:

الف- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دورپیچ های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند، دورگیرهای دایره ای، ویا دورگیرهای با خطوط مستقیم تکی ویا چند قطعه ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب- دورگیرهای های با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت باید در محل های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

پ- قطر قلاب های دوخت، در صورتی که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ در آنها رعایت شود میتواند برابر یا کوچکتر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب های دوخت متوالی باید بطور یک در میان در راستای میلگردهای طولی ودر پیرامون مقطع جابجا شوند.

ت- در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت استفاده میشود، باید بوسیله آنها شرایط تکیه گاهی جانبی برای آرماتورهای طولی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۴ بوسیله آنها فراهم شود.

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x، که به قلاب های دوخت ویا گوشه دورگیرها متکی هستند از یکدیگر بیشتراز ۳۵۰ میلیمتر نباشد.

ج- در مواردی که در ستونها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_g f_c'$ و یا $f_c' \geq 70\ MPa$ است، کلیه آرماتورهای تکی و یا گروه آرماتورهای طولی در پیرامون هسته ستون باید به گوشه های دورگیرها ویا یک قلاب لرزه ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز ننماید. مقدار P_u بزرگترین نیروی محوری فشاری در ترکیب های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر و پنج برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad \textbf{(۱-۲۰-۹)}$$

۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ های چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f_c'$ و $f_c' \leq 70$ MPa باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار دو رابطه (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳) باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۲)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۳)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و $f'_c > 70\ MPa$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید علاوه بر مقدار حد اکثر بدست آمده از روابط (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳)، از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۲۰-۴) نیز بیشتر باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \qquad (۹-۲۰-۴)$$

ضرایب مقاومت بتن، k_f، و تاثیر محصور شدگی، k_n، از روابط (۹-۲۰-۵) و (۹-۲۰-۶) محاسبه میشوند:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 0.1 \qquad (۹-۲۰-۵)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (۹-۲۰-۶)$$

در رابطه فوق، n_l تعداد آرماتورها، یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم که از نظر عرضی به قلاب های لرزه ای و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، میباشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچ ها ویا دورگیرهای دایروی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شوند:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70$ MPa باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار از دو رابطه (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸) باشد.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۷)$$

$$\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۸)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70\ MPa$ باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حد اکثر بدست آمده از روابط (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸)، از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۲۰-۹) نیز بیشتر باشد.

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \qquad (۹-۲۰-۹)$$

۹-۲۰-۶-۳-۳-۶ در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و یا سنجاقک ها مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۶-۲ و ۹-۲۱-۶-۳ و نیز نیاز برای برش، بند ۹-۲۰-۶-۳-۴، تعیین شوند. فاصله این آرماتورها در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و بیشتر ازشش برابر قطرکوچکترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰میلی‌متر و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال نباید بیشتر از ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اختیار شود.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ در ستون هائی که عکس العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون های واقع در زیر دیوارهای منقطع ، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) بکار برده شود:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب دارستون در اثر زلزله از $0.10A_g f_c'$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۷-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۷-۳-۳-۵ در تمام طول ستون ودر کلیه طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی رخ می دهد استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزاء قائم سیستم مقاوم در برابرزلزله استفاده شده باشد، محدودیت $0.10A_g f_c'$ باید به $0.25A_g f_c'$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه ای برابر با حد اقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d ، با بیشترین قطر، که بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ تعیین میشود، در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_d ، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۸ در مواردی که پوشش بتن بر روی میلگردهای عرضی محصور کننده، که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۱، ۹-۲۰-۶-۳-۳-۶، و یا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ منظور شده اند از ۱۰۰ میلیمتر تجاوز نماید، لازم است از آرماتورهای عرضی اضافی، که پوشش بتن روی آنها از ۱۰۰ میلیمتر تجاوز ننموده وفاصله سفره های آنها از یکدیگر بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر نباشد استفاده گردد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۹در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده ادامه می یابد، باید در طولی برابر با حد اقل ۳۰۰ میلیمتر از آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ استفاده شود.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۱۰ در ستون هائی که قسمتی از ارتفاع آنها به یک دیوار بتنی متصل است، در تمام قسمت آزاد ستون باید آرماتورهای عرضی ویژه در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۶-۳-۴ برش درستون های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ نیروی برشی طراحی، V_e، در ستون ها باید با در نظر گرفتن اندر کنش نیروهای محوری ضریب دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیک تشکیل شده اند، تعیین شود. نیروی محوری P_u در محدوده بارهای محوری ضریب دار ستون طوری انتخاب می شود که بیشترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، حاصل شود.

این برش در هیچ حالت نباید کمتر از برش بدست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد .هم چنین نیازی نیست که مقدارنیروی برشی ستون، از نیروی محاسبه شده بر اساس مقاومت گره که با فرض لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، تیرهای منتهی به گره بدست می آید، بیشتر باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۴-۲ در ستون ها، در حالاتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده l_0 مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۱ باید از مقاومت بتن دربرش، V_c، صرف نظر نمود:

الف- وقتی که برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ برابر با حد اقل نصف مقاومت برشی حد اکثر در محدوده l_0 باشد.

ب- نیروی محوری فشاری ضریب دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

۹-۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۰-۶-۴-۱ ستون ها باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۲ یا ۹-۲۰-۶-۴-۳ را ارضاء نمایند.

۹-۲۰-۶-۴-۲ به استثناء موارد ذکر شده دربندهای ۹-۲۰-۶-۴-۳ و ۹-۲۰-۶-۴-۴، لنگر های خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، بایددررابطه (۹-۲۰-۱۰) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \qquad (۹-۲۰-۱۰)$$

در این رابطه:

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریب دار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست می دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۰-۱۰) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۰-۱۰) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد. در تیرهای T شکل درصورتی که دال در اثر لنگرهای وارده در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه

M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۹-۶-۳-۳، که مهار آنها در حدتسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظورگردد.

۹-۲۰-۶-۴-۳ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۲ را تامین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ را تأمین نماید.

۹-۲۰-۶-۴-۴ چنانچه تعداد ستون های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۰-۱۰) را ارضا نکند؛ لیکن در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.

۹-۲۰-۶-۴-۵ در صورتی که تنش های محوری ایجاد شده از ترکیبات بارهای ضریب داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کمتر باشد می توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه رابطه (۹-۲۰-۱۰) را رعایت نکرد. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۶ را ارضاء کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۳ نمی‌شوند.

۹-۲۰-۶-۴-۶ درستون‌هایی که مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۴ و ۹-۲۰-۶-۴-۵ عضوی از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند باید میلگردگذاری عرضی ویژه در تمام طول آن ها رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۱ ضوابط این بند برای طراحی نواحی اتصال تیر به ستون در قابهای ویژه که بخشی از سیستم باربر جانبی محسوب می شوند، به کار برده می شود.

۹-۲۰-۶-۵-۲ کلیات

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند باید تا وجه مقابل هسته محصورشده این ناحیه ادامه یابند و در صورت ایجاد نیروی کششی در آنها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ ودر صورت ایجاد نیروی فشاری در آنها مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ مهار شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه اتصال تیر به ستون عبور میکنند، بعد گره h به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیشترین مقدار بدست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda}d_b$ که d_b قطر بزرگترین میلگرد است.

ب – برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با$26d_b$ قطر بزرگترین میلگرد.

پ – نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می کند.

۹-۲۰-۶-۵-۳ آرماتورگذاری

۹-۲۰-۶-۵-۳-۱ آرماتورگذاری عرضی باید در کلیه نواحی اتصالی، به جز آنهایی که در بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ اشاره شده اند مطابق ضوابط بندهای۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ بکار برده شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ در نواحی اتصالی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، می توان در طولی به اندازه ارتفاع کم عمق ترین تیر،h ، از آرماتور عرضی، مساوی با نصف مقدار تعیین شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ ، استفاده نمود و فاصله آنها را از آنچه بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۳- ۳ محاسبه شده تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش داد.

۹-۲۰-۶-۵-۳-۳ درتیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتورهای طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که از ستون عبور کنند، بافاصله ای مطابق بند۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ و نیز با رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ و۹-۲۰-۶-۲-۳-۶، استفاده شود.

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در برگره با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ بدست آمده و نیروی برشی در ستون ها بر اساس مقاومت خمشی محتمل تیرها M_{pr} محاسبه می گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ Ø باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (پ) محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۴ سطح مقطع موثر ناحیه اتصال تیر به ستون، A_j ، برابر با حاصلضرب عمق در عرض موثر ناحیه اتصال است. عمق ناحیه اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون، h، است. عرض موثر ناحیه اتصال، بجز در مواردی که عرض تیر از

عرض ستون متصل به آن کمتر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده ونباید از کمترین دو مقدار زیر بیشتر در نظر گرفته شود:

الف- عرض تیر بعلاوه عمق ناحیه اتصال

ب- دو برابر کوچکترین فاصله محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون بامحور تیر

جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور است	$V_n(\mathrm{MN})$
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.66\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$0.66\lambda\sqrt{f_c'}A_j$

در جدول فوق λ برای انواع بتن های ساخته شده با دانه های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می باشد. A_j باید بر اساس بند ۹-۱۶-۴-۲-۴ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh} ، که به قلاب استاندارد ختم شده اند باید با استفاده از رابطه (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته محصورشده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شده و خم آنها بطرف داخل ناحیه اتصال باشد.

۹-۲۰-۶-۵-۵-۳ طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش، l_d، با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر باید برابر با بزرگترین دو مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته شود:

الف- درمواردی که حد اکثر ۳۰۰ میلیمتر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh} در رابطه ۹-۲۰-۱۱.

ب- در مواردی که بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۳/۲۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh} در رابطه ۹-۲۰-۱۱.

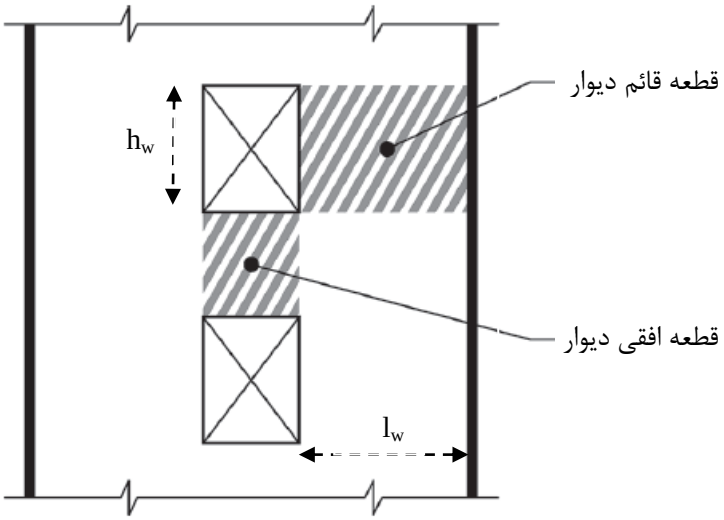
۹-۲۰-۶-۵-۵-۴ میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند باید از داخل هسته محصور شده ستون و یا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرائی مستقیم در کشش، l_d ، برای آن قسمت ازمیلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند، باید به اندازه ۱/۶ برابر افزایش داده شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵-۵ در میلگردهای آجدار سر دار که ضوابط بند ۹-۴-۱۰ را ارضاء میکنند، طول مهاری در کشش باید مطابق بند ۹-۲۱-۳-۴ وبا منظور کردن $1.25f_y$ بجای f_y محاسبه گردد، ولی فاصله آزاد بین آنها نباید کمتر از $3\mathrm{d_b}$ در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای باشکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۱ (الف) ضوابط این بند باید در طراحی دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد، ویا اجزاء آنها شامل تیرهای هم بند، و قطعات قائم و افقی دیوارها (شکل۹-۲۰-۱) و نیز دیوار پایه ها که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور میشوند استفاده شود. دیوار پایه ها حالت خاصی از قطعات قائم دیواری هستند که ابعاد آنها (مطابق تعریف در فصل ۹-۲) به گونه ای است که حداکثر برش در آنها از طریق تشکیل لولای خمیری در دو انتها ی دیوار پایه تعیین می شود. رعایت بند ۹-۲۰-۷-۲ در همه دیوارها و دیوار پایه ها با شکل پذیری زیاد الزامی است.

۹-۲۰-۷-۱ (ب) درقطعات قائم دیوار، ضوابط طراحی بر اساس دو نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ و $\frac{l_w}{b_w}$ و مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین میشود:



شکل ۹-۲۰-۱ دیوارسازه ای با بازشو

الف- در مواردی که $h_w/l_w < 2$ و یا $(l_w/b_w) > 6$ باشد، قطعه قائم دیوار (شکل۹-۲۰-۱) باید مشابه دیوار سازه ای و با رعایت بندهای ۹-۲۰-۷-۳، ۹-۲۰-۷-۴، و ۹-۲۰-۷-۹ طراحی شود.

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $\boldsymbol{(l_w/b_w) \leq 2.5}$ باشد، قطعه قائم دیواریا دیوارپایه (شکل۹-۲۰-۱) باید مشابه ستون وبا رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود.

پ- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $\boldsymbol{2.5 < (l_w/b_w) \leq 6}$ باشد، قطعه قائم دیواریا دیوار پایه را میتوان بجای رعایت ضوابط قسمت (ب) این بند، با رعایت بند ۹-۲۰-۷-۶-۱ (الف) الی ۹-۲۰-۷-۶-۱ (پ) طراحی نمود.

h_w ارتفاع آزاد، l_w طول افقی و b_w عرض قسمت جان در مقاطع دیوار یا دیوارپایه تشکیل شده ازجان و بال ویا ضخامت در دیواریا دیوارپایه با مقطع مستطیلی است.

۹-۲۰-۷-۲ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۷-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) زیر باید رعایت شود:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴پ باشد.

۹-۲۰-۷-۲-۲ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای

همبسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق و یا آزمایش‌های مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۹-۲۰-۷-۲-۳ در طراحی دیوارهای با مقطع U و T و L شکل عرض مؤثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق‌تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- یک چهارم ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع مورد نظر آن

۹-۲۰-۷-۳ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتوربه کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه نیروی برشی طرح دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیازافقی، ρ_t در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شود.

۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود. میلگردهائی که از آنها برای تامین V_n استفاده میشود باید بصورت ممتد بوده ودرسطح صفحه برش توزیع شوند.

۹-۲۰-۷-۳-۳ در دیوارهایی که در آنها $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}$ و یا $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

۹-۲۰-۷-۳-۴ میلگردها در دیوارهای سازه ای باید به گونه ای وصله یا مهار گردند که مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ و موارد (الف) تا (پ) این بند، در آنها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y ، بوجود آید:

الف- آرماتورهای طولی، بجز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حد اقل ۳۷۰۰ میلیمتر بعد از محلی که دیگراز نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شده لیکن در هر حال نیازی نیست که بیشتر از l_d از بالای طبقه فوقانی ادامه داشته باشند.

ب- در محل هائی که در اثر تغییر مکانهای جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

پ –در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آنها در اثر تغییر مکان های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد استفاده از وصله های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کمترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع طبقه h_{sx} در بالای مقطع و l_d از نزدیک ترین انتهای وصله در زیر مقطع مجاز نمی باشد. نواحی

بحرانی شامل قسمت های ذکر شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (الف) و قسمت هایی باندازه ضخامت دیوار از بر دیوار در هر کدام از دیوارهای متقاطع در هر جهت می باشد.

ت- در آرماتورها، وصله های مکانیکی باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ و ۹-۲۰-۶-۲-۲-۷ و وصله های جوشی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۸ در نظر گرفته شوند.

۹-۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوارپایه هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار ادامه داشته و به گونه ای طراحی شده اند که در آنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آنها رعایت شوند:

الف- در صورت نیاز به اجزاء مرزی بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴-۴، در صد آرماتورهای طولی در اجزاء مرزی نباید از $\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$ کمتر باشد.

ب – در صورت عدم نیاز به اجزاء مرزی بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴ در صد حد اقل آرماتورهای طولی در ناحیه ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی برابر با ضخامت دیوار برابر $\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$ می باشد.

پ – آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بندهای (الف) و (ب) باید به اندازه حد اقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

ت – نباید بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بندهای (الف) و (ب) در یک مقطع قطع شوند.

۹-۲۰-۷-۳-۶ آرماتورهای تیرهای همبند باید دارای طول گیرائی و یا وصله مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ برای f_y و بندهای (الف) و (ب) باشند:

الف – اگر آرماتورهای تیرهای همبند بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ باشند، طول گیرائی آرماتور ۱/۲۵ برابر طولی است که برای تنش f_y در کشش محاسبه می شود.

ب – اگر آرماتورهای تیرهای همبند بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ باشند، طول گیرائی آرماتورهای قطری ۱/۲۵ برابر طولی است که بر مبنای تنش f_y در کشش محاسبه می شود.

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۴-۱ نیاز به اجزاء مرزی ویژه در لبه دیوارها بر اساس یکی از ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ تعیین میشود. علاوه بر آن، ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۴ و ۹-۲۰-۷-۴-۵ نیز باید رعایت گردند.

۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه هائی که درآنها $h_w / l_w \geq 2.0$ بوده و از شالوده سازه تا بالای آن بصورت پیوسته ادامه داشته و در آنها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

الف- در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزاء مرزی ویژه تقویت شوند.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \qquad \textbf{(۹-۲۰-۱۲)}$$

در رابطه فوق، c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم ساز با تغییر مکان جانبی طرح δ_u محاسبه میشود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۰۵ منظور شود.

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه (الف) به اجزاء مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه اجزاء مرزی باید، به جز در مواردی که دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (چ) اجازه داده شده است، در امتداد قائم در بالا وپایین مقطع بحرانی، حد اقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ بوده و یا $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\,\delta_u/h_{wcs}$ صادق باشد. مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_u}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \geq 0.015$$

۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزاء مرزی ویژه می توان بجای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثرترکیبات بارهای ضریب دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیشتر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شود. این اجزاء را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کمتر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ لحاظ شود.

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

الف- جزء مرزی باید بصورت افقی تا فاصله ای برابر با بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $\frac{c}{2}$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییر مکان جانبی طرح δ_u بدست آورده شده است.

ب- عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طول افقی، که مطابق بند (الف) بدست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود، نیز می شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها یا دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

ت- در دیوارهای با مقطع دیوارهای با مقطع U، T و L، جزء مرزی باید عرض موثر بال در فشاررا شامل شده وتا حد اقل ۳۰۰ میلیمتر درون جان ادامه داشته باشد.

ث- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) الی (ث) و نیز بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ را ارضاء نماید فاصله آرماتورهای عرضی، که بر اساس شرط (الف) بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ حساب شده است، برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۹-۲۰-۳ **باشد.**

ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید بگونه ای باشد که آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی به قلابهای زلزله بر جانبی در یک سنجاقک ویا گوشه یک دورگیر متکی باشند. فاصله افقی بین آرماتورهای طولی متکی به قلاب نباید از ۳۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد. طول هر ساق یک دور گیر نباید از دو برابر ضخامت جزء مرزی بیشتر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچکترین دو مقدار ۱۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی کمتر باشد. مقدار آرماتورهای عرضی مطابق زیر تعیین میشود:

- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.09\ \frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

- در صورت استفاده از دورپیچ ها ویا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

چ – مقاومت مشخصه بتن در جزء مرزی در محدوده ضخامت دال نباید از ۷۰٪ مقاومت مشخصه f'_c دیوار کمتر باشد.

ح – آرماتورهای طولی دیوار در محدوده جان باید در فاصله ای مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۲(ب) در بالا و پائین مقطع بحرانی دارای تکیه گاه جانبی شامل گوشه یک دورگیر و یا یک سنجاقک با قلاب لرزه ای در دو انتها باشند. فاصله قائم آرماتورهای عزضی از یکدیگر نباید از ۳۰۰ میلیمتر بیشتر بوده و قطر آنها باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ تعیین شود.

خ - در مواردی که مقطع بحرانی دیواردر تراز تحتانی آن واقع شده باشد، لازم است آرماتورهای عرضی اجزاء مرزی آن مقطع بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۳-۴، به اندازه حداقل l_d که برای بزرگترین میلگرد طولی عضو مرزی محاسبه شده است در داخل تکیه گاه دیوار ادامه یابد. در صورتی که عضو مرزی ویژه بر روی پی، شالوده سراسری، ویا سر شمع ختم شود، آرماتورهای عرضی عضو مرزی ویژه به اندازه مقدار بدست آمده از بند ۹-۲۰-۹-۲-۳ وحداقل ۳۰۰ میلیمتر ، در داخل پی یا سرشمع ادامه یابد (شکل ۹-۲۰-۲). در پی ها بجای l_d می توان از l_{dh} با فرض $1.25f_y$ استفاده نمود.

د - آرماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵۰ میلیمتری انتهای دیوار ادامه یابند. این آرماتورها باید در هسته محصور شده اجزاء مرزی با استفاده از قلابهای استاندارد و یا آرماتورهای سر دار، به گونه ای مهار شوند که بتوانند تنش حد

تسلیم، f_y راتحمل نمایند. در صورتی که عضو مرزی محصور شده دارای طول کافی برای مهار آرماتورهای افقی دیوار بدون قلاب انتهائی باشند، و $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان بزرگتر از $\frac{A_s f_{yt}}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی، موازی با آرماتور جان، نباشد، می توان از آرماتورهای افقی بدون قلاب استاندارد و یا غیر سر دار استفاده نمود.

۹-۲۰-۷-۴-۵ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو مرزی، مطابق شکل ۲۰-۲، باید در طولی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (الف) ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) الی (ث) را ارضاء نمایند. فاصله عمودی این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۹-۲۰-۳ باشد.

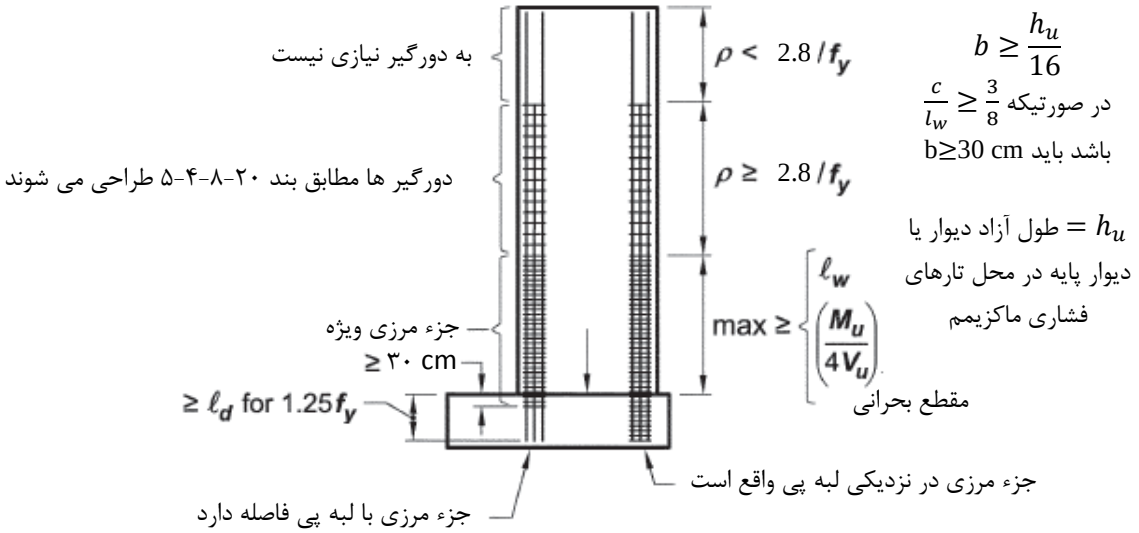
جدول ۹-۲۰-۳ – فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $6\ d_b$ (1) و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8\ d_b$ و ۲۰۰ میلیمتر
۵۵۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $5\ d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6\ d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر

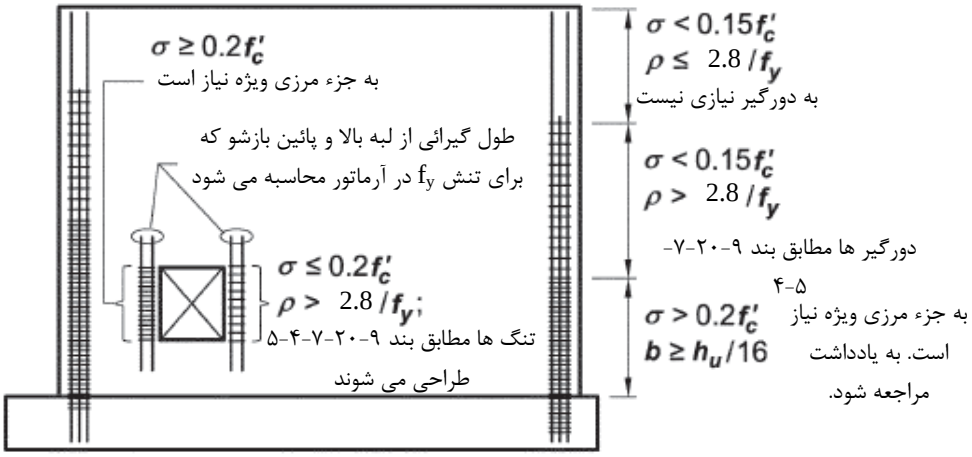
[۱] d_b قطر کوچکترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

ب- در دیوارها، بجز در مواردی که V_u در صفحه دیوار از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ کمتر است، آرماتورهای افقی که به لبه های انتهائی دیوارهای بدون اجزاء مرزی ختم میشوند باید دارای قلاب انتهایی استاندارد که آرماتورهای طولی لبه را در بر میگیرد، باشند. بجای قلاب انتهایی استاندارد فوق میتوان از آرماتورهای U شکل که هم قطر وهم فاصله با آرماتورهای عرضی بوده و به آنها وصله شده است، استفاده نمود.



الف – دیوار با نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ و یک مقطع بحرانی که طراحی آن برای خمش و بارمحوری و با استفاده از بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ و ۹-۲۰-۷-۴-۴ و ۹-۲۰-۷-۴-۵ طراحی می شود.



یادداشت : در مواردی که تنش فشاری حداکثر در تارهای انتهایی $\sigma \geq 0.2f'_c$ باشد الزامات جزء مرزی ویژه باید رعایت شود. جزء ویژه مرزی، باید تا آنجا ادامه یابد که تنش فشاری حداکثر $\sigma < 0.15f'_c$ باشد. در این موارد با توجه به اینکه $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$ است ضوابط بند ۹-۲۰- ۷-۴-۴(پ) کاربرد ندارد.

ب – دیوار و دیوار پایه با استفاده از بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۳ تا ۹-۲۰-۷-۴-۵ طراحی می شوند

شکل ۹-۲۰-۲ الزامات اجزاء مرزی در دیوارهای سازه ای ویژه

۹-۲۰-۷-۵ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۹-۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر ۴ از می باشد، ($\frac{l_n}{h} \geq 4$)، باید الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ ، با فرض آنکه لبه های دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی عمل می کنند،

رعایت شود. در صورتیکه بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ (ب)و(پ) نمی باشد.

۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، کوچکتر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$) ، و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f_c'}A_{cw}$ می باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می باشند، استفاده گردد.

درصورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آنها ، امکان خروج اضطراری از ساختمان، ویا انسجام اجزاء غیر سازه ای و اتصالات آنها به سازه حفظ گردد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۹-۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای همبندی که هیچکدام از شرائط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ یا ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، می توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که بصورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده یا از آرماتورهائی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲ ، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۴، و با منظورنمودن اجزاء مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی، استفاده نمود.

۹-۲۰-۷-۵-۴ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع، متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده اند باید دو بند (الف) و (ب) ویکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نمود و نیازی به رعایت بند۹-۱۱-۸ نمی باشد:

الف- $\mathbf{V_n}$ از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y Sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f_c'}A_{cw} \qquad (۱۳-۲۰-۹)$$

در رابطه فوق، α زاویه بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیرهمبند میباشد.

ب- هرگروه میلگردهای قطری باید حد اقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

پ- هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آنها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند، b_w، برابر با حد اقل $\frac{bw}{2}$ و در امتداد دیگر برابر با حد اقل $\frac{bw}{5}$ بوده، محصورشوند آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲-(الف) الی (ت) بوده و مقدار A_{sh} نباید از بیشترین دو مقدار زیر کمتر اختیار شود:

$$0.09sb_c\frac{f_c'}{f_{yt}} \qquad (۱۴-۲۰-۹)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \qquad (۱۵-۲۰-۹)$$

به منظور محاسبه A_g، فرض میشود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هرگروه آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳-۳(پ) باشد واز شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نبوده و نیز فاصله سنجاق ها ویا ساق تنگ ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله آنها از یکدیگر ونیز محدودیت های نسبت حجمی تغییر نکند،

میتوان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حد اقل $0.002b_w s$ و به فاصله حد اکثر ۳۰۰ میلیمتر از یکدیگر قرارداد.

(ت) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث)، وبا منظور نمودن A_{sh} حد اقل برابر با بیشترین دو مقدار زیر، قرار داده شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad \textbf{(۹-۲۰-۱۶)}$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad \textbf{(۹-۲۰-۱۷)}$$

فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از کمترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلیمتر، بیشتر باشد. فاصله سنجاق ها ویا ساق دورگیر ها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید. سنجاق ها و ساق تنگ ها باید با آرماتورهای طولی با قطر برابر یا بزرگتر از قطرشان را در بر گیرند. آرایش تنگ ها را میتوان مطابق مشخصات بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ انتخاب نمود.

۹-۲۰-۷-۶ دیوار پایه ها

۹-۲۰-۷-۶-۱ در دیوار پایه ها باید ضوابط مربوط به ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد، موضوع بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲، ۹-۲۰-۶-۳-۳، و ۹-۲۰-۶-۳-۴، و با منظور نمودن سطوح فوقانی وتحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان برگره ها، رعایت شوند. در دیوار پایه هائی که در آنها $\frac{l_w}{b_w} > 2.5$ است میتوان بجای استفاده ازبندهای مربوط به ستونها، ضوابط (الف) تا (ج) این بند را بکار برد:

الف- نیروی برشی طرح، V_n، باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ به نحوی که سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بر اتصال منظور گردد محاسبه شود. در مواردی که، بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان، سیستم سازه ای مقاوم در بربر زلزله باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود، نیازی نیست این برش از Ω_0 برابر برش ضریب دار بدست آمده از تحلیل سازه برای اثرات زلزله بیشتر منظور شود.

ب- مقدار V_n و آرماتورهای برشی باید مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹ محاسبه شوند.

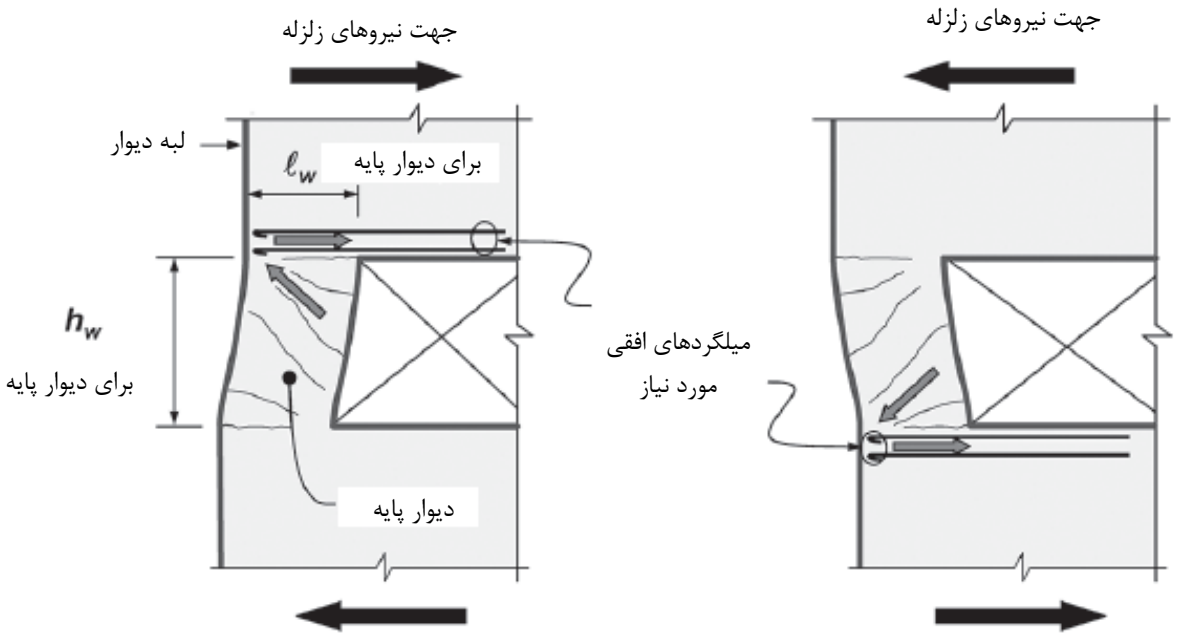
پ- میلگردهای عرضی باید از نوع دورگیر باشند، به جز در مواردی که از آرماتورهای برشی افقی تک ساق و فقط در یک سفره به موازات l_w استفاده شده باشد. این آرماتورها ی تک ساق باید در دو انتها به خم های ۱۸۰ درجه ای که آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر میگیرد، ختم شوند.

ت- فاصله قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

ث- آرماتورهای عرضی باید حد اقل تا ۳۰۰ میلیمتر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا وپائین دیوار پایه ادامه یابند.

ج- پیش بینی اجزاء مرزی ویژه، در صورتیکه بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ نیاز باشد، الزامی است.

۹-۲۰-۷-۶-۲ در دیوار پایه های واقع در لبه خارجی دیوارها، در قطعات مجاور بالا و پائین دیوار پایه باید آرماتورهای افقی برای انتقال نیروی برش طرح از دیوار پایه به این قطعات پیش بینی شود (شکل ۹-۲۰-۳).



شکل ۹-۲۰-۳ میلگردهای افقی مورد نیاز در قطعات دیواردر بالا وپایین دیوار پایه های واقع در لبه های خارجی دیوار سازه ای

۹-۲۰-۷-۷ درزهای واریز در دیوارها

۹-۲۰-۷-۷-۱ درزهای واریز در دیوارها باید مطابق بند ۹-۲۲-۵-۶ بوده و سطوح تماس آنها زبری گفته شده در حالت (ب) جدول ۹-۸-۱ را دارا باشند.

۹-۲۰-۷-۸ دیوارهای ناپیوسته

۹-۲۰-۷-۸-۱ آرماتورگذاری ستون هائی که در زیر دیوارهای ناپیوسته قرار دارند می باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ اشد.

۹-۲۰-۷-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه ای در برش

۹-۲۰-۷-۹-۱ در دیوارهای سازه ای V_u از تحلیل سازه زیر اثر بارهای ضریب دار قائم و جانبی ناشی از زلزله وبا توجه به تر کیبات ضریب دار این بارها به دست می آید.

۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر محاسبه می شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \qquad (۹-۱۸-۲۰)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بدست می آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۹-۲۰-۴ تعیین می شود.

جدول ۹-۲۰-۴ ضریب اضافه مقاومت Ω_v در مقطع بحرانی

هندسه دیوار	Ω_v
$h_{wcs}/l_w > 1.50$	بیشترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.50 در ترکیبات باری که بزرگترین Ω_v را بدهد
$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$	1.0

در صورتی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد مقدار ω_v را می توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این صورت ω_v از رابطه زیر محاسبه می شود:

اگر $n_s \leq 6$ باشد: $\omega_v = 0.9\frac{n_s}{10}$

اگر $n_s > 6$ باشد: $\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.80$

مقدار n_s نباید کمتر از $0.007h_{wcs}$ منظور شود.

۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه ۹-۲۰-۱۸ بیشتر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (۹-۲۰-۱۹)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند محاسبه می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیواریی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۷-۹-۳ در تعیین مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۹-۲ در قطعات افقی یا قائم یک دیوار، مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ برای کل دیوار و قطعه مورد نظر منظور شود.

۹-۲۰-۷-۹-۴ میلگردهای برشی در دیوارها باید در صفحه دیوار در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند. در صورتی که مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ کمتر از ۲ باشد، نسبت سطح مقطع میلگرد قائم به مقطع بتنی، ρ_l، نباید کمتر ازمقدار نظیر برای میلگرد افقی برشی ، ρ_t، در نظر گرفته شوند .

۹-۲۰-۷-۹-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می-کنند، V_n در کل نباید بیشتر از $0.66A_{cv}\sqrt{f_c'}$ و در هریک از قطعات به تنهایی نباید بیشتر از $0.83A_{cw}\sqrt{f_c'}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری، و A_{cw} ، سطح مقطع هرقطعه دیواری میباشد.

۹-۲۰-۷-۹-۶ مقاومت برش نهایی در قطعات افقی دیوارها، و تیرهای هم بند در دیوارهای همبسته V_n نباید بیشتر از $0.83A_{cw}\sqrt{f_c'}$ در نظر گرفته شود. A_{cw}، سطح مقطع بتن یک قطعه افقی دیوار و یا تیرهم بند است.

۹-۲۰-۷-۹-۷ در صورتی که دیوار یا دیوار پایه ها بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ محاسبه شوند نیازی به رعایت بند ۹-۷-۴-۵-الف نمی باشد.

۹-۲۰-۷-۱۰ ضوابط طراحی دیوارهای سازه ای در خمش و بار محوری

۹-۲۰-۷-۱۰-۱ دیوارهای سازه ای و اجزایی از آنها که تحت اثر هم زمان بارهای محوری و خمش قرار دارند باید مطابق ضوابط بند ۹-۸-۳ طراحی شوند. تاثیر بتن و آرماتورهای طولی که به نحو مناسبی مهار شده اند و در عرض موثر بال دیوار، اجزاء لبه، ویا جان دیوار قرار دارند، و همچنین اثر بازشوها، باید در محاسبات منظورگردند.

۹-۲۰-۷-۱۱ دیوارهای برشی همبند شکل پذیر

۹-۲۰-۷-۱۱-۱ در دیوارهای برشی همبند شکل پذیر ضوابط این قسمت باید رعایت شوند.

۹-۲۰-۷-۱۱-۲ در هریک از دیوارها نسبت $h_{wcs}/l_w \geq 2$ بوده و ضوابط بند ۹-۲۰-۷ باید رعایت شوند.

۹-۲۰-۷-۱۱-۳ در تیرهای همبند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۵ و موارد (الف) تا (پ) رعایت شوند:

الف- در تیرهای همبند در تمام طبقات ساختمان باید نسبت $l_n/h \geq 2$ رعایت شود.

ب – در تمام تیرهای همبند در یک طبقه باید نسبت $l_n/h \leq 5$ برای حد اقل ۹۰٪ طبقات ساختمان رعایت شود.

پ – رعایت بند ۹-۲۰-۷-۳-۶ برای هر دو انتهای تیرهای همبند ضروری است.

۹-۲۰-۸ دیافراگم ها و خرپاها (شکل پذیری متوسط و زیاد)

۹-۲۰-۸-۱ ضوابط بند۹-۲۰-۸، علاوه بر ضوابط فصل ۹-۱۴ باید در طراحی دیافراگم ها وجمع کننده ها و نیز خرپاهایی که جزئی ازسیستم مقاوم در برابر زلزله با شکل پذیری متوسط یا زیاد هستند رعایت شود.

۹-۲۰-۸-۲ تلاش های طراحی

۹-۲۰-۸-۲-۱ تلاش های ناشی از زلزله برای طراحی دیافراگم ها و ترکیبات نیروها را باید با استفاده از ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بدست آورد.

۹-۲۰-۸-۳ مسیر انتقال نیروهای زلزله

۹-۲۰-۸-۳-۱ دیافراگم ها و اتصالات آنها باید به گونه ای طراحی شوند که بتوانند نیروهای وارده را به اجزاء جمع کننده و اجزاء قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله منتقل نمایند.

۹-۲۰-۸-۳-۲ اجزائی از دیافراگم که عمدتا تحت اثر نیروهای محوری قرار داشته و از آن ها برای انتقال نیروهای برشی ویا لنگرهای خمشی اطراف بازشوها و یا سایر ناپیوستگیهای دیافراگم استفاده میشوند، باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۸-۷-۴ و ۹-۲۰-۸-۷-۵ برای جمع کننده ها را اقناع نمایند.

۹-۲۰-۸-۴ دیافراگم های با دال رویه در جا ریخته شده مرکب

۹-۲۰-۸-۴-۱ از دالهای مرکبی که در آنها دال بتنی درجا برروی قطعات پیش ساخته کف یا سقف ریخته شده و با شرط آنکه مسلح، دارای سطح تماس تمیز بدون شیره بتن بوده و مضرس شده باشد، میتوان به عنوان دیافراگم سازه ای استفاده نمود.

۹-۲۰-۸-۵ دیافراگم های با دال رویه در جا ریخته شده غیر مرکب

۹-۲۰-۸-۵-۱ از دالهای بتنی غیر مرکبی که در آنها دال بتنی درجا برروی قطعات پیش ساخته کف یا سقف ریخته شده و دارای سطح تماس غیر پیوسته با آنها هستند میتوان به عنوان دیافراگم سازه ای استفاده نمود مشروط بر آنکه دال در جا ریخته شده به تنهائی برای نیروهای ناشی از زلزله طراحی شده ودارای جزئیات مناسب باشد.

۹-۲۰-۸-۶ حد اقل ضخامت دیافراگم ها

۹-۲۰-۸-۶-۱ حد اقل ضخامت دیافراگم هایی که بطور یکپارچه ساخته می شوند ۵۰ میلیمتر و حد اقل ضخامت دیافراگم هایی بر روی قطعات پیش ساخته ریخته می شوند و عملکرد مرکب با آنها ندارند، ۶۵ میلیمتر می باشد.

۹-۲۰-۸-۷ آرماتورها

۹-۲۰-۸-۷-۱ حد اقل نسبت آرماتور در دیافراگم ها باید بر اساس ضوابط بند ۹-۱۹-۴ تعیین شود. فاصله مرکز این آرماتورها از یکدیگر در هر جهت نباید از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد. در مواردی که از شبکه های سیمی جوش شده به عنوان آرماتور توزیع شده در دال بتنی که بر روی قطعات پیش ساخته کف و بام ریخته شده است استفاده میشود، فاصله سیمهای موازی با درزهای قطعات پیش ساخته از یکدیگر نباید از ۲۵۰ میلیمتر کمتر باشد. آرماتورهائی که برای تامین مقاومت برشی استفاده میشوند باید پیوسته بوده و بصورت یکنواخت در عرض صفحه برش توزیع گردند.

۹-۲۰-۸-۷-۲ وصله ها و مهارها در آرماتورهائی که برای مقاومت در برابر نیروهای اجزاء جمع کننده، برش، یا کشش ناشی از خمش استفاده میشوند باید برای تامین تنش حد تسلیم در کشش طراحی شوند.

۹-۲۰-۸-۷-۳ در مواردی که از وصله های مکانیکی برای انتقال نیرو بین دیافراگم و اجزاء قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده میشود، وصله ها باید از گروه ۲ در بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ باشند.

۹-۲۰-۸-۷-۴ آرماتورهای طولی اجزاء جمع کننده باید بگونه ای طراحی شوند که در آنها تنش کششی متوسط در طول (الف) یا (ب) از $\emptyset f_y$ تجاوز ننموده و f_y بیشتر از ۴۲۰ مگاپاسکال منظور نشود.

الف- فاصله از انتهای یک جمع کننده تا محلی که نیروی عضو جمع کننده به عضو قائم منتقل می شود.

ب – فاصله بین دو عضو قائم در دو انتهای عضو جمع کننده

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزاء جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیشتر از $0.2f'_c$ باشد باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) الی (ث) و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود ، و محدودیت بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچکتر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. همچنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کمتر است، نمی باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزاء قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دور پیچ ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیشترین مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

۹-۲۰-۸-۷-۶ جزئیات آرماتورهای طولی اجزاء جمع کننده در نواحی وصله ها و مهارهاباید مطابق یکی از دو صورت (الف) و (ب) باشد:

الف- فاصله مرکز تا مرکز میلگردها حداقل برابر با ۳ برابر قطر آرماتورهای طولی ولی نه کمتر از ۴۰ میلیمتر، و پوشش خالص آرماتور برابر با حد اقل ۲/۵ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کمتر از ۵۰ میلیمترباشد.

ب- سطح مقطع آرماتورهای عرضی، A_v حداقل برابر با بزرگترین دو مقدار $0.062\sqrt{f_c'}\left(\frac{b_w s}{f_{yt}}\right)$ و $\frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$ باشد، مگر آنکه مقدار بدست آمده از بند ۹-۲۰-۸-۷-۴ بیشتر باشد.

۹-۲۰-۸-۸ مقاومت خمشی

۹-۲۰-۸-۸-۱ طراحی دیافراگم ها واجزاء آنها برای خمش باید مطابق فصل ۹-۱۴ بوده و اثرات بازشوها نیز منظور گردد.

۹-۲۰-۸-۹ مقاومت برشی

۹-۲۰-۸-۹-۱ در طراحی دیافراگم ها برای برش مقدار V_n نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (~~۹-۲۰-۱۹~~ ۹-۲۰-۲۰) بیشتر باشد:

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) \qquad (۹-۲۰-۲۰)$$

در دیافراگم های بتنی که از دالهای رویه بر روی قطعات پیش ساخته کف یا سقف تشکیل شده اند A_{cv} باید با منظور نمودن ضخامت دال رویه به تنهائی، برای دیافراگم های غیر مرکب، و ضخامت مجموع دال درجا ریخته شده و قطعات پیش ساخته، برای دیافراگم های مرکب، محاسبه گردد. در دیافراگم های با دال رویه مرکب، برای محاسبه V_n باید از کوچکترین مقدار f_c' برای بتن رویه و قطعه پیش ساخته استفاده شود.

۹-۲۰-۸-۹-۲ V_n در دیافراگم ها نباید از $0.66A_{cv}\sqrt{f_c'}$ بیشتر باشد.

۹-۲۰-۸-۹-۳ در بالای درزهای بین قطعات پیش ساخته در دیافراگمهای با دال رویه در جا ریخته شده مرکب ویا غیر مرکب، V_n نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۲۰-۲۱) بیشتر باشد:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad (۹-۲۰-۲۱)$$

در رابطه فوق A_{vf} سطح کل آرماتور برش اصطکاکی در داخل دال رویه، شامل آرماتورهای توزیع شده و نیز آرماتورهای لبه در امتداد عمود بر درزهای قطعات پیش ساخته است، و ضریب اصطکاک μ برابر 1.0λ از بند ۹-۳-۲ می باشد. حداقل نصف A_{vf} باید بصورت یکنواخت در امتداد طول صفحه برشی توزیع شده باشد. سطح آرماتورهای توزیع شده در دال رویه در هر امتداد باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴-۳ را ارضاء نماید.

۹-۲۰-۸-۹-۴ در بالای درزهای بین قطعات پیش ساخته در دیافراگمهای بادال رویه در جا ریخته مرکب ویا غیر مرکب، V_n نباید از محدودیتهای بند ۹-۸-۸-۲-۳ که در آن A_c بر اساس ضخامت بتن دال رویه به تنهائی منظور شده است، تجاوز نماید.

۹-۲۰-۸-۱۰ درزهای واریز در دیافراگم ها

۹-۲۰-۸-۱۰-۱ درزهای واریز در دیافراگم ها باید مطابق مشخصات بند۹-۲۲-۵-۶ در نظر گرفته شده و زبری سطوح تماس آنها باید مطابق شرائط حالت (ب) در جدول ۹-۸-۱ باشد.

۹-۲۰-۸-۱۱ خرپاهای سازه ای

۹-۲۰-۸-۱۱-۱ در اعضاء خرپاهای سازه ای در مواردی که تنش فشاری از $0.2f_c'$ تجاوزکند باید در تمام طول آن عضو از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ و۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ و۹-۲۰-۶-۳-۳-۸ و همچنین موارد (الف) یا (ب) در این بند استفاده شود:

الف- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین دو مقدار $\frac{f_c'}{f_{yt}}\left(1-\frac{A_g}{A_{ch}}\right)0.3$ و $0.09\ \frac{f_c'}{f_{yt}}$ باشد.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیشترین دو مقدار $\frac{f_c'}{f_{yt}}\left(1-\frac{A_g}{A_{ch}}\right)0.45$ و $0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$ باشد.

۹-۲۰-۸-۱۱-۲ کلیه مهارها و وصله ها در آرماتورهای سراسری اعضاء خرپاها باید برای تنش کششی حد تسلیم، fy، طراحی شوند.

۹-۲۰-۹ شالوده ها

۹-۲۰-۹-۱ گستره

۹-۲۰-۹-۱-۱ ضوابط این بند به شالوده هایی اختصاص دارد که باید نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله را تحمل کنند ویا آن ها را بین سیستم مقاوم سازه و زمین منتقل نمایند.

۹-۲۰-۹-۱-۲ ضوابط مربوط به طراحی شمع ها، پایه ها، شالوده های صندوقه ای و دالهای متکی به زمین در این بند را باید به همراه سایر ضوابط ویژه طراحی این اجزاء در این مبحث و نیز ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان منظور نمود.

۹-۲۰-۹-۲ شالوده های تکی، نواری، سراسری، و سرشمع ها

۹-۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شود.

۹-۲۰-۹-۲-۲ آرماتورهای طولی ستونها و دیوارهائی که نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله را تحمل میکنند، باید در داخل شالوده های تکی، نواری، سراسری، ویا سرشمع ها به گونه ای مهار شده باشند که بتوانند در فصل مشترک آنها به تنش کششی حد تسلیم برسند.

۹-۲۰-۹-۲-۳ درستونهائی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده اند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲-۱ رعایت شده، و در صورت نیاز به مهاری قلاب دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلابهای با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستونها و یا اجزاء لبه دیوارهای سازه ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

۹-۲۰-۹-۲-۵ در مواردی که اثرات زلزله در ستونها و یا اجزاء لبه دیوارهای سازه ای ویژه ایجاد برکنش می نماید، باید در قسمت فوقانی شالوده، یا سرشمع آرماتورهای خمشی که برای ترکیبات ضریب دار محاسبه شده اند، بکاربرده شوند. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقادیر بند ۹-۹-۶-۱ یا ۹-۱۱-۵-۱ در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۹-۲-۶ شالوده های سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد باید از نوع بتن آرمه باشند. استفاده از بتن غیر مسلح درشالوده سازه های با شکل پذیری کم، در صورتی مجاز است که طراحی آنها مطابق ضوابط آیین نامه های معتبر بین المللی باشد.

۹-۲۰-۹-۲-۷ سرشمع هائی که در شمع های مایل استفاده میشوند باید برای کل مقاومت فشاری این شمع ها که بصورت ستون کوتاه عمل میکنند، محاسبه شوند. اثرات لاغری شمع های کوبیدنی باید برای آن قسمت ازطول شمع ها که در خاکی که توانایی ایجاد تکیه گاه جانبی برای شمع را ندارد و یا در هوا و یا آب قرار می گیرند، منظور شود.

۹-۲۰-۹-۳ تیرهای در تراز پی (کلاف ها) و دالهای متکی به زمین

۹-۲۰-۹-۳-۱ در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد درتیرهای کلاف و تیرهائی که جزئی از یک شالوده گسترده بوده و تحت اثر خمش ستونهائی که جزء سیستم مقاوم باربر زلزله میباشند، قرار میگیرند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲ رعایت شود.

۹-۲۰-۹-۳-۲ در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد دالهای متکی به زمین که نیروهای زلزله ستونها ویا دیوارها ئی که جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند را تحمل میکنند، باید مانند دیافراگم ها و بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۸ طراحی شوند. درنقشه های سازه ای باید به وضوح ذکر شود که دال متکی به زمین یک دیافراگم سازه ای بوده و جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور شده است.

۹-۲۰-۹-۴ کلاف های زلزله بر در شالوده

۹-۲۰-۹-۴-۱ در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد، سر شمع ها، ستون پایه ها، و پی های صندوقه ای باید بوسیله کلاف های زلزله بر ودر جهات متعامد به یکدیگر متصل شوند، مگر آن که بتوان ثابت نمود که از طرق دیگر شرائط تکیه گاهی مشابه ای برای آن ها تامین شده است.

۹-۲۰-۹-۴-۲ در در خاک های متوسط و نرم (زمین نوع IV بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ایران)، شالوده های منفرد گسترده باید بوسیله کلاف های زلزله بر به یکدیگر متصل شوند.

۹-۲۰-۹-۴-۳ در مواردی که به کلاف های زلزله بر در شالوده نیاز است، مقاومت کششی و فشاری آن ها باید برابر با حد اقل $0.10S_{DS}$ برابر بزرگ ترین نیروی محوری ضریب دار ستون ویا سرشمع تحت بارهای مرده و زنده باشد مگر آنکه محدودیت حرکت جانبی از یکی از طرق زیر تامین شده باشد:

الف- وجود تیرهای بتن آرمه در داخل دال متکی به زمین

ب – وجود دال های متکی به زمین

پ – محصور شدگی شالوده منفرد یا سر شمع بوسیله بسترهای سنگی مناسب، خاک های چسبنده سخت، ویا خاک های دانه ای بسیار متراکم موجود باشد.

ت – سایر روش هائی که به تایید بازرس ساختمان رسیده باشد.

۹-۲۰-۹-۴-۴ در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد، تیرهای در تراز پی را می توان بشرط آنکه دارای آرماتورهای طولی پیوسته با طول های گیرائی کافی در داخل ستون ویا سرشمعی که با تیرهای در تراز پی متصل هستند و یا خارج از آنها بوده وشرائط زیر را ارضاء نماید کلاف زلزله بر محسوب نمود:

الف- کوچکترین بعد تیر در تراز پی بزرگتر از $\frac{1}{20}$ فاصله آزاد ستون های متصل به یکدیگر بوده و نیازی نیست که بزرگتر

از ۴۵۰ میلیمتر باشد.

ب – از دورگیرهای عرضی که فاصله آنها از یکدیگر از کمترین دو مقدار نصف کوچکترین دو بعد متعامد مقطع و ۳۰۰ میلیمتر بیشتر نباشد باید استفاده شود.

۹-۲۰-۹-۵ شالوده های عمیق

۹-۲۰-۹-۵-۱ ضوابط این قسمت برای انواع پی های عمیق مطابق (الف) تا (ت) که بارهای وارده از سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد را تحمل می کنند بکار می رود:

الف- شمع های درجا ریخته بدون غلاف

ب- شمع های درجا ریز با غلاف نازک فولادی

پ- شمع های درجاریز محصور شده با لوله فولادی

ت- شمع های پیش ساخته بتنی

۹-۲۰-۹-۵-۲ شمع ها، پایه ها و شالوده های صندوقه ای که بارهای کششی را تحمل مینمایند باید دارای آرماتورهای طولی پیوسته، در طول خود برای مقاومت در برابرنیروهای کششی طراحی باشند.

۹-۲۰-۹-۵-۳ حد اقل آرماتورهای طولی و عرضی که بر اساس بند ۹-۲۰-۹-۵-۷ لازم است، باید در تمام طول غیر مهار شده شمع که در هوا، آب، ویا خاکی قرار دارد که توانائی تامین تکیه گاه جانبی بمنظور جلوگیری از کمانش شمع در این طول را ندارد ادامه داشته باشد.

۹-۲۰-۹-۵-۴ کلیه آرماتورهای عرضی شامل دورگیرها، دورپیچ ها، و سنجاقک ها باید در انتها دارای قلاب های لرزه ای باشند.

۹-۲۰-۹-۵-۵ در شمع هائی که بار سازه های با شکل پذیر متوسط و یا زیاد را تحمل می کنند و یا شمع هائی که که در زمین نوع IV حفاری شده اند باید از آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۹-۳-۳-۶-۲ تا ۹-۲۰-۹-۳-۳-۶-۵ در محدوده ۷ برابر قطر شمع در بالا و پائین مقطعی از شمع که خاک مجاور آن درلایه زیر مقطع سخت ودر لایه بالای آن نرم و روانگرا می باشد استفاده گردد.

۹-۲۰-۹-۵-۶ در فونداسیون های عمیقی که بار وارده از سازه های سبک یک ودو طبقه (مشابهLSF) را تحمل می کنند، نیازی به رعایت ضوابط آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۹-۵-۳ تا ۹-۲۰-۹-۵-۵ نمی باشد.

۹-۲۰-۹-۵-۷ شمع های در جا ریخته بدون غلاف

۹-۲۰-۹-۵-۷-۱ آرماتورها در شمع های درجا ریخته بتنی بدون غلاف باید در محل هائی که بر اساس محاسبات نیاز است قرار داده شده و الزامات جدول ۹-۲۰-۵ نیز رعایت شوند.

جدول ۹-۲۰-۵ – حد اقل آرماتور در شمع های درجا ریخته بدون غلاف

حد اقل آرماتور	سازه با شکل پذیری کم- هرنوع خاک	سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد- زمین نوع I وII	سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد- زمین نوع IV

			III و	
حد اقل در صد آرماتورهای طولی (حد اقل تعداد میلگرد)		0.0025 (حد اقل تعداد میلگرد ها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹)	0.0050 (حد اقل تعداد میلگرد ها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹)	0.0050 (حد اقل تعداد میلگرد ها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹)
حد اقل طول آرماتورگذاری شده شمع		بزرگترین طول (الف) تا (ت) : الف – یک سوم طول شمع ب – ۳۰۰۰ میلیمتر پ – ۳ برابر قطر شمع ت - طول خمشی شمع [۳]	بزرگترین طول (الف) تا (ت) : الف – یک دوم طول شمع ب – ۳۰۰۰ میلیمتر پ – ۳ برابر قطر شمع ت - طول خمشی شمع [۳]	طول کل شمع به استثناء موارد [1] و [2] در یادداشت های زیر جدول
ناحیه آرماتورهای محصور کننده عرضی	طول ناحیه آرماتور گذاری شده	۳ برابر قطر شمع از زیر سرشمع	۳ برابر قطر شمع از زیر سرشمع	۷ برابر قطر شمع از زیر سرشمع
	نوع آرماتورهای عرضی	دور گیرها و دور پیچ ها به قطر حد اقل ۱۰ میلیمتر	در شمع های با قطر حد اکثر ۵۰۰ میلیمتر: دور گیر یا دور پیچ به قطر حد اقل ۱۰ میلیمتر در شمع های با قطر بیشتر از ۵۰۰ میلیمتر: دورگیرها یا دور پیچ ها به قطر حد اقل ۱۴ میلیمتر مطا بق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲	
	فاصله و مقدار آرماتورهای عرضی	فاصله آرماتورهای عرضی نباید از ۱۵۰ میلیمتر ویا ۸ برابر قطر آرماتور های طولی بیشتر باشد.	مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ ولی بیشتر از نصف مقادیر مورد نیاز در رابطه ۹-۲۰-۸	مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ ولی بیشتر از مقادیر مورد نیاز در رابطه ۹-۲۰-۸
آرماتورهای عرضی در سایر نواحی شمع	نوع آرماتورهای عرضی	دور گیرها و دورپیچ ها به قطر حد اقل ۱۰ میلیمتر	در شمع های با قطر حد اکثر ۵۰۰ میلیمتر: دور گیر یا دور پیچ به قطر حد اقل ۱۰ میلیمتر در شمع های با قطر بیشتر از ۵۰۰ میلیمتر: دورگیرها یا دور پیچ ها به قطر حد اقل ۱۴ میلیمتر مطا بق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲	
	فاصله و مقدار آرماتورهای عرضی	فاصله آرماتورهای عرضی نباید از ۱۶ برابر قطر آرماتورهای طولی بیشتر باشد	فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار: الف – ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی پ - $\frac{1}{2}$ قطر شمع پ- ۳۰۰ میلیمتر	

[1] در شمع هائی که به طول کافی در خاک سخت ویا سنگ قرار دارند، آرماتور بندی را می توان در فاصله کمترین دو مقدار ۵ در صد طول شمع ویا ۳۳ در صد طولی از شمع که در سنگ یا خاک سخت قرار دارد از نوک شمع قطع نمود.

[2] بجای منظور نمودن آرماتور حد اقل در سر تا سر طول شمع، شمع را می توان برای تحمل حد اکثر انحناء تحمیل شده بر آن که در اثر حرکت زمین و بازتاب سازه ایجاد می شود طراحی نمود. انحناء باید شامل کرنش های خاک در میدان آزاد که برای اندرکنش سازه – پی تغییر داده شده است به همراه تغییر شکل های پی که در اثر بارهای زلزله ایجاد می شود باشد. حد اقل آرماتورها نباید از مقداری که برای سازه های با شکل پذیری متوسط یا زیاد که بر روی خاک نوع I، II، و III واقع شده اند کمتر باشد.

[3] طول خمشی شمع عبارت است از فاصله قسمت تحتانی سر شمع تا مقطعی از شمع که در آن $0.4M_{cr} > M_u$ شود.

۹-۲۰-۹-۵-۸ شمع های در جا ریز با غلاف نازک فولادی

۹-۲۰-۹-۵-۸-۱ حد اقل در صد فولاد و طول آرماتورها برای انواع شمع های درجا ریز با غلاف نازک فولادی مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۹-۵-۷ است.

۹-۲۰-۹-۵-۸-۲ ضخامت غلاف جداره در این شمع ها که بصورت دورپیچ جوش شده می باشد نباید از ۲ میلیمتر کمتر بوده و این غلاف باید شمع را از آسیب مواد مضر در خاک ویا اثرات تغییر سطح آب های زیرزمینی مصون نگه دارد.

۹-۲۰-۹-۵-۹ شمع های درجاریز محصور شده با لوله فولادی

۹-۲۰-۹-۵-۹-۱ در صد آرماتورهای طولی در قسمت فوقانی شمع برابر یک در صد سطح مقطع کل شمع بوده و طول آنها در داخل شمع برابر با حد اقل دو برابر طول قسمت مدفون مورد نیاز در سرشمع بشرطی که از طول گیرائی آرماتورهای شمع در کشش کمتر نباشد.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰ شمع های بتنی پیش ساخته

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۱ در شمع های پیش ساخته کوبیدنی طول ناحیه ای از شمع که در آن باید از آرماتورهای عرضی استفاده شود باید با منظور نمودن امکان تغییرات در تراز نوک شمع تعیین گردد.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۲ در شمع های پیش ساخته ای که بار ساختمان های با شکل پذیری کم را تحمل می کنند باید بندهای (الف) تا (ت) رعایت شود:

الف – حد اقل آرماتور طولی یک در صد مقطع شمع باشد.

ب – آرماتورهای طولی در شمع های به قطر ۵۰۰ و کمتر باید بوسیله دورگیرهای با قطر حد اقل ۱۰ میلیمتر و برای قطرهای بزرگتر از ۵۰۰ میلیمتر بوسیله دورگیرهای با قطر حد اقل ۱۲ میلیمتر محصور شوند.

پ – فاصله دورگیرها از یکدیگر در طولی از شمع برابر با ۳ برابر بعد حد اقل مقطع شمع از زیر سر شمع نباید از ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

ت – فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در سر تا سر طول شمع نباید از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۳ در شمع های پیش ساخته ای که بار ساختمان های با شکل پذیری متوسط و زیاد را تحمل می کنند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۲ و جدول ۹-۲۰-۵ مربوط به شمع های در جا ریخته بدون غلاف، برای شکل پذیری متوسط و زیاد، رعایت شوند.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۴ در شمع های پیش ساخته ای که بار ساختمان های باشکل پذیری کم را تحمل می کنند باید بندهای (الف) و (ب) رعایت شوند:

الف – در صد حجمی آرماتورهای عرضی از نوع دورپیچ یا دورگیرهای دایره ای، ρ_s ، در ۶۱۰۰ میلیمتر فوقانی از زیر سر شمع، نباید از $0.15(\frac{f'_c}{f_{ty}})$ و یا با محاسبات دقیق تر از $0.04(\frac{f'_c}{f_{yt}})(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_cA_g})$ کمتر باشد. مقدار f_{yt} نباید بیشتر از ۷۰۰ مگاپاسکال منظور شود.

ب – در صد حجمی آرماتورهای عرضی از نوع دورپیچ یا دورگیر دایره ای، ρ_s ، در ناحیه پائین تر از ۶۱۰۰ میلیمتر فوقانی در طول شمع نباید از نصف مقادیر محاسبه شده در بند (الف) کمتر باشد.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۵ در شمع هائی که بار ساختمان های با شکل پذیری متوسط و زیاد را تحمل می کنند باید علاوه بر رعایت بندهای (الف) تا (ث)، طول ناحیه شکل پذیر شمع را مساوی فاصله زیر سر شمع تا نقطه ای که انحناء در آن به صفر می رسد بعلاوه سه برابر کوچکترین بعد شمع، ولی در هر حال بزرگتر از ۱۰۶۰۰ میلیمتر منظور نمود. در صورتی که طول شمع مساوی یا کوچکتر از ۱۰۶۰۰ میلیمتر باشد کل طول شمع مساوی طول ناحیه شکل پذیر منظور می شود:

الف – در طول ناحیه شکل پذیر شمع، فاصله مرکز تا مرکز دورپیچ ها یا دورگیرها از یکدیگر نباید از کوچکترین مقدار ۰/۲۰ کوچکترین بعد شمع، ۶ برابر قطر آرماتورهای طولی و ۱۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

ب – وصله دورپیچ ها باید از طریق هم پوشانی یک دور کامل دورپیچ، جوشکاری، ویا وصله های مکانیکی تامین شود. در صورتی که دور پیچ ها از طریق هم پوشانی به هم وصله شوند، انتهای هر دورپیچ باید به یک قلاب لرزه برمنتهی شود. ضوابط وصله های مکانیکی و جوشی باید مطابق بند ۹-۲۱-۴-۷ باشد.

پ – در مواردی که از دورپیچ ها یا دورگیرهای دایره ای برای آرماتورهای عرضی استفاده می شود نسبت حجمی ρ_s آرماتورهای عرضی در طول ناحیه شکل پذیر شمع نباید از $0.2(\frac{f'_c}{f_{yt}})$ ویا بصورت دقیق تر از $0.6(\frac{f'_c}{f_{yt}})(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_cA_g})$ کمتر باشد. حد اقل نسبت حجمی آرماتورهای عرضی را می توان از طریق دو دورپیچ داخلی و خارجی در مجاورت یکدیگر تامین نمود. f_{yt} نباید بزرگتر از ۷۰۰ مگا پاسکال منظور گردد.

ت – در نواحی خارج از ناحیه شکل پذیر شمع می توان از نسبت حجمی ρ_s حد اقل برابر با نصف مقدار مورد نیاز در ناحیه شکل پذیر شمع استفاده نمود. حد اکثر فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر باید مطابق بند ۹-۱۵-۴-۵-۳ باشد.

ث – در مواردی که از دورگیرهای مستطیلی و سنجاقک ها برای آرماتورهای عرضی استفاده می شود، سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در ناحیه شکل پذیر شمع باید از بزرگترین دو مقدار زیر بیشتر بوده و حد اکثر ۷۰۰ مگاپاسکال منظور شود:

$$A_{sh} = 0.3\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0\right)\left(0.50 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g}\right)$$

$$A_{sh} = 0.12sb_c(\frac{f'_c}{f_{yt}})(0.50 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g})$$

قطر میلگردهای عرضی نباید از ۱۰ میلیمتر کمتر باشد. در انتهای دورگیرها در گوشه ها باید از قلاب های لرزه بر استفاده گردد.

۹-۲۰-۹-۵-۱۰-۶ در شمع های پیش ساخته ای که بار سازههای با شکل پذیری متوسط و زیاد را تحمل می کنند حد اکثر بار محوری که از ترکیبات بارهای قائم و جانبی بدست می آید نباید از مقادیر (الف) و (ب) بیشتر باشد:

الف – در شمع های با مقطع مربعی: $0.2f'_c A_g$

ب – در شمع های با مقطع دایره ای یا ۸ ضلعی: $0.4f'_c A_g$

۹-۲۰-۹-۶ مهار شمع ها و پایه ها

۹-۲۰-۹-۶-۱ در کلیه شمع هائی که در مناطق زلزله خیز واقع شده اند و در آنها آرماتورهای طولی برای تحمل کشش در شمع محاسبه شده اند، انتقال کشش بین بتن و سر شمع و اجزاء رو سازه باید با منظور نمودن جزئیات مناسب انجام شود.

۹-۲۰-۹-۶-۲ در کلیه شمع ها و شمع های محاط شده در لوله که در مناطق زلزله خیز واقع شده اند، آرماتورها باید به طولی برابر طول گیرائی و یا از طرق مناسب دیگر در داخل سرشمع مهار شوند. در شمع هائی که تحت بار فشاری هستند طول گیرائی برای حالت فشاری محاسبه می شود. در صورت وجود برکنش در شمع، طول گیرائی آرماتورها باید بدون توجه به مقدار اضافه آرماتور مصرف شده محاسبه گردد.

۹-۲۰-۹-۶-۳ در شمع های پیش ساخته، کشش ایجاد شده در اثر زلزله باید به سر شمع یا پی رادیه روی شمع از طریق سوراخ کردن و کارگذاشتن آرماتور در شمع پیش ساخته با استفاده از ملات مناسب که کفایت آن از طریق آزمایش ثابت شده و قادر باشد حد اقل تنش $1.25f_y$ را در آرماتورها تامین نماید انجام شود.

۹-۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم دربرابر زلزله منظور نمی‌شوند

۹-۲۰-۱۰-۱ در سازه های با شکل پذیری زیاد یا متوسط می توان در صورت لزوم برخی از اعضاء سازه ای (تیرها، ستون ها، دال ها و دیوار پایه ها) را به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضاء در برابر بارهای جانبی صرفنظر شود، لیکن این اعضاء و اتصالات آنها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به نحو مناسبی بارهای قائم وارده بر آنها را تحت اثر تغییر مکان های جانبی ایجاد شده به واسطه بحرانی ترین اثر زلزله تحمل

نمایند. در این اعضاء باید اثرات ثانویه $(P-\Delta)$ نیز منظور گردند. بند ۹-۲۰-۱۰ ضوابط طراحی این اعضاء را مشخص می کند.

۹-۲۰-۱۰-۲ نیروهای طراحی

۹-۲۰-۱۰-۲-۱ اعضایی ازسازه که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی‌شوند باید برای ترکیبات بارهای قائم، مطابق فصل ۹-۷ هم زمان با تغییر مکان های جانبی طرح، δ_u عمل می کنند طراحی شوند.

۹-۲۰-۱۰-۳ تیرها، ستونها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

۹-۲۰-۱۰-۳-۱ طراحی تیرها، ستونها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آنها وقتی تحت تاثیر تغییر مکان جانبی طرح، δ_u ، قرار گیرند، مطابق بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و یا ۹-۲۰-۱۰-۳-۳، انجام شود. در صورتی که اثرات δ_u در محاسبات بصورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ اقناع گردد.

۹-۲۰-۱۰-۳-۲ چنانچه لنگر خمشی ونیروی برشی ایجاد شده در عضوقاب کمتر از لنگر خمشی و نیروی برشی مقاوم آن باشد، موارد (الف)، (ب) و (پ) باید رعایت شوند:

الف- آرماتورهای طولی در تیرها باید بر طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در نظر گرفته شوند. در سرتاسر طول تیر باید از آرماتورهای عرضی به فاصله حداکثر $0.5\mathrm{d}$ استفاده شود. در صورتی که نیروی محوری ضریب دار در تیر از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، آرماتور عرضی باید از دورگیرهائی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ که به فاصله کم ترین دو مقدار برای کوچکترین قطر آرماتورهای طولی و ۱۵۰ میلیمتر از یکدیگر قرار دارند استفاده شود.

ب- درستونها آرماتورها باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ و ۹-۲۰-۶-۴ در نظر گرفته شوند. برای آرماتورهای عرضی باید از آرماتورهای دورپیچ مطابق بند ۹-۲۱-۶-۳ ویا دورگیر مطابق بند ۹-۲۱-۶-۴ با فاصله ای که از کمترین دو مقدار $6d_b$ آرماتور طولی محاط شده و ۱۵۰ میلیمتر بیشتر نباشد در تمام طول استفاده شود. همچنین، آرماتورهای عرضی نیز مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) تا (ج) باید در طول l_0 بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۱ از بر هر اتصال تیر به ستون قرار داده شود.

پ- در ستونهائی که نیروهای محوری ضریب دار در اثر بارهای قائم در آنها از $0.35P_0$ تجاوز میکند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۸ و قسمت (ب) بند حاضر رعایت شوند. مقدار آرماتورهای عرضی در این ستونها باید حد اقل برابر با نصف مقداری که از بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ بدست می آید و در طول l_0 که در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۱ تعریف شده است از بر اتصالات تیر به ستون در بالا و پائین ستون قرار داده شود.

ت- اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۹-۱۶ باشند.

۹-۲۰-۱۰-۳-۳ چنانچه لنگر خمشی ونیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیشتر از $\emptyset M_n$ یا $\emptyset V_n$ باشد ویا در صورتی که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۲-۱ محاسبه نشده باشند، باید ضوابط (الف) الی (ت) این بند رعایت شوند:

الف- مشخصات مصالح، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۲-۵-۱و ۹-۲۰-۲-۵-۲ و وصله های مکانیکی و جوشی باید مطابق ضوابط بندهای۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ الی ۹-۲۰-۶-۲-۲-۹ برای قابهای ویژه باشد.

ب- درتیرها باید ضوابط بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲(الف) و ۹-۲۰-۶-۴-۱ رعایت شوند.

پ- در ستونها باید ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۳ و۹-۲۰-۶-۴-۲ رعایت شوند.

ت- در اتصالات تیر به ستون باید ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۶-۳-۱ رعایت شود.

۹-۲۰-۱۰-۴ اتصالات دال به ستون

۹-۲۰-۱۰-۴-۱ در اتصالات دالهای دو طرفه بدون تیر به ستون باید در کلیه مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{V_{uv}}{\varphi V_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۴ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه v_{uv} تنها ترکیبات باری که شامل E هستند باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه مورد نظر هستند محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ و با منظور نمودن V_p برابر صفر محاسبه شود.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد نیازی به محاسبه آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه $v_s \geq 0.29\sqrt{f_c'}$ را ارضاء نموده و حد اقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

۹-۲۰-۱۰-۵ دیوارپایه ها

۹-۲۰-۱۰-۵-۱ در دیوار پایه ها باید ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۶ رعایت شود. درمواردی که طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اثرات اضافه مقاومت باید در طراحی سیستم باربر جانبی منظور شود، می توان نیروی برشی طراحی را Ω_0 برابر برش ایجاد شده در دیوار پایه در اثر تغییر مکان طرح، δ_u ، منظور نمود.

۹-۲۱ جزئیات آرماتورگذاری

۹-۲۱-۱ گستره

۹-۲۱-۱-۱ ضوابط این فصل به جزئیات آرماتورگذاری اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- فاصله حداقل میلگردها.

ب- قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه ای و قلاب دوخت.

پ- طول گیرایی میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار، میلگردهای آجدار سردار و شبکه آرماتور سیمی آجدار و ساده جوشی.

ت- وصله پوششی برای انتقال نیرو بین میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار، میلگردهای آجدار سردار و شبکه آرماتور سیمی آجدار و ساده جوشی، وصله مکانیکی و جوشی برای انتقال نیرو بین میلگردهای آجدار.

ث-گروه میلگردها.

ج- آرماتورهای عرضی.

۹-۲۱-۱-۲ ضوابط این فصل شامل میلگردهایی است که بطور عمده زیر اثر بار استاتیکی قرار دارند و میلگردهایی را که زیر اثر بار دینامیکی، بار رفت و برگشتی با تکرار بالا یا بار ضربه‌ای قرار دارند، در بر نمی‌گیرد. ضوابط اضافی برای مهار و وصله میلگردهایی که در اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد باید رعایت شوند، در فصل ۹-۲۰ ارائه شده است.

۹-۲۱-۲ فاصله‌های حداقل و قلاب‌ها

۹-۲۱-۲-۱ فاصله حداقل میلگردها

۹-۲۱-۲-۱-۱ فاصله آزاد میلگردهای موازی واقع در یک سفره افقی نباید کمتر از هیچیک از مقادیر زیر باشد

الف- ۲۵ میلیمتر

ب-قطر بزرگترین میلگرد

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه

۹-۲۱-۲-۱-۲ در میلگردهای موازی واقع در چند سفره افقی، میلگردهای لایه فوقانی باید مستقیماً در بالای میلگردهای لایه تحتانی قرار گرفته و فاصله آزاد بین دو لایه نباید کمتر از ۲۵ میلیمتر باشد.

۹-۲۱-۲-۱-۳ فاصله آزاد بین میلگردهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها، و اجزا مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچیک از مقادیر زیر باشد

الف- ۴۰ میلیمتر

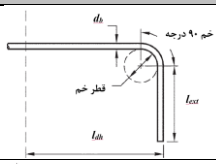
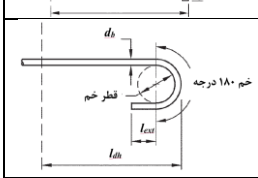
ب- ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه

۹-۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و قلاب دوخت

۹-۲۱-۲-۲-۱ قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۱ در نظر گرفته شوند.

جدول ۹-۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش.

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$۶d_b$	$۱۲d_b$	
	۲۸ تا ۳۴	$۸d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$۱۰d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$۶d_b$	$۴d_b$ و ۶۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	
	۲۸ تا ۳۴	$۸d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$۱۰d_b$		

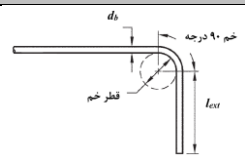
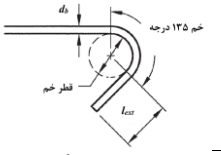
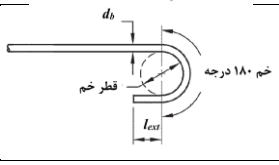
۹-۲۱-۲-۲-۲ قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۲ در نظر گرفته شوند. قلاب باید در بر گیرنده میلگرد طولی باشد.

۹-۲۱-۲-۲-۳ قلاب استاندارد در کشش شامل یک خم به سمت داخل و یک قسمت مستقیم می‌باشد. طول قسمت مستقیم قلاب را می‌توان بیشتر از مقدار مشخص شده در جدول‌های ۹-۲۱-۱ و ۹-۲۱-۲ در نظر گرفت، ولی این افزایش را نمی‌توان در محاسبه ظرفیت مهار قلاب منظور داشت.

۹-۲۱-۲-۲-۴ قلاب لرزه‌ای مطابق تعریف فصل ۹-۲ قلابی است که دارای خم حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم بعد از خم حداقل برابر با $6d_b$ و یا ۷۵ میلیمتر باشد. قلاب لرزه‌ای دورگیرهای دایروی می‌تواند دارای خم حداقل ۹۰ درجه باشد.

۹-۲۱-۲-۲-۵ حداقل قطر داخلی خم آرماتور سیمی جوشی که به عنوان خاموت یا تنگ به کار میرود، نباید کمتر از چهار برابر قطر سیم برای سیم‌های با قطر بیش از ۶ میلیمتر و دو برابر قطر سیم برای سایر سیم‌ها باشد. خم‌های با قطر داخلی کمتر از هشت برابر قطر سیم، نباید در فاصله‌ای کمتر از چهار برابر قطر سیم از اتصال جوشی قرار گیرند.

جدول ۹-۲۱-۲ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی.

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$۴d_b$	$۶d_b$ و ۷۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$۶d_b$	$۱۲d_b$	
قلاب ۱۳۵ درجه	۱۰ تا ۱۶	$۴d_b$	$۶d_b$ و ۷۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$۶d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$۴d_b$	$۴d_b$ و ۶۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$۶d_b$		

۹-۲۱-۲-۲-۶ قلاب‌های دوخت باید شرایط زیر را تامین کنند

الف- قلاب دوخت باید یکپارچه باشد

ب- یک انتهای قلاب دوخت باید دارای قلاب لرزه‌ای بوده و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه حداقل ۹۰ درجه باشد

پ- قلاب باید در برگیرنده میلگرد طولی پیرامونی مقطع باشد

ت- انتهای با خم ۹۰ درجه دو قلاب دوخت متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند، مگر آنکه ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۱-۶ یا ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ تامین شود.

۹-۲۱-۳ طول گیرایی

۹-۲۱-۳-۱ کلیات

۹-۲۱-۳-۱-۱ ضوابط این بخش دربرگیرنده طول گیرایی میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار، میلگردهای آجدار سردار و شبکه آرماتور سیمی آجدار و ساده جوشی است، که برای مهار آن‌ها در بتن لازم می‌باشد.

۹-۲۱-۳-۱-۲ در تمامی اعضای بتن آرمه نیروهای کششی و فشاری میلگرد در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگرد در دو طرف مقطع مورد نظر به بتن منتقل شود. مهار میلگرد به یکی از روشهای زیر امکان پذیر است

الف- مهار متکی بر پیوستگی بین بتن و سطح جانبی میلگرد که با تامین طول گیرایی کافی حاصل می‌شود.

ب- مهار با قلاب استاندارد که با تامین طول گیرایی تعریف شده برای قلاب‌ها حاصل می‌شود.

پ- مهار مبتنی بر فشار اتکایی که با تامین تکیه‌گاه اتکایی برای میلگرد حاصل می‌شود، نظیر میلگرد سردار.

ت- مهار مکانیکی که با تامین ابزارهای مکانیکی اضافی حاصل می‌شود.

ث- ترکیبی از موارد فوق بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد تایید.

۹-۲۱-۳-۱-۳ قلاب یا انتهای سردار نباید برای مهار میلگرد در فشار بکار رود.

۹-۲۱-۳-۱-۴ در محاسبه طول گیرایی، نیازی به اعمال ضریب کاهش مقاومت φ نیست.

۹-۲۱-۳-۱-۵ در محاسبه طول گیرایی مقدار $\sqrt{f'_c}$ نباید از ۸/۳ مگاپاسکال تجاوز نماید.

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d، نباید کمتر از مقادیر زیر گرفته شود

الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه ۹-۲۱-۱ یا بر اساس ضوابط ساده شده بند ۹-۲۱-۳-۲-۳ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه زیر با ضرایب اصلاحی ψ_t، ψ_s و ψ_e مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_s \psi_e \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

در این رابطه c_b فاصله مرکز میلگردی که مهار می‌شود تا نزدیکترین رویه بتن یا نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها بوده، λ ضریب بتن سبک مطابق بند ۹-۳-۲ و K_{tr} ضریب آرماتور عرضی است که از رابطه زیر تعیین می‌شود

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هائی است که دارای مهار یا وصله پوششی در طول صفحه شکاف‌خوردگی می‌باشند. استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصورکننده مجاز است. نسبت $(c_b+K_{tr})/d_b$ که نشانگر اثرات محصورشدگی می‌باشد، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

ب- ۳۰۰ میلیمتر.

۹-۲۱-۳-۲-۲ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر اساس جدول ۹-۲۱-۳ تعیین می‌شوند. صورت زیر تعیین می‌شوند، ولی لازم نیست حاصل ضرب $\psi_t \psi_s$ بیش از ۱/۷ گرفته شود.

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
λ ضریب بتن سبک	بتن سبک	۰/۷۵
	بتن معمولی	۱/۰
ψ_g ضریب رده فولاد	فولاد S340، S350، S400 و S420	۱/۰
	فولاد S500 و S520	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد یا فاصله آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب قطر	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلیمتر و بیشتر	۱/۰
	برای میلگردها و سیمهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۸ میلیمتر	۰/۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

۹-۲۱-۳-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۴ تعیین نمود. در هر صورت حداقل طول گیرایی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ ب باید تامین شود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

فاصله آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچکتر از ۲۰ میلیمتر	بزرگتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر
فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آئین‌نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده است یا فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$

۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

۹-۲۱-۳-۳-۱ طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم میشوند، l_{dh}، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- رابطه زیر با ضرایب اصلاح ψ_r، ψ_o، ψ_c و ψ_e مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e\psi_c\psi_r\psi_o}{\lambda}\frac{0.043f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b^{1.5} \qquad (۹-۲۱-۳)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است.

۹-۲۱-۳-۳-۲ ضرایب اصلاح محاسبه طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش براساس جدول ۹-۲۱-۵ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو ضوابط ۹-۲۱-۳-۳-۴ اعمال می‌شود. در این جدول A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده و A_{th} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
λ ضریب بتن سبک	بتن سبک	۰/۷۵
	بتن معمولی	۱/۰
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر با $A_{th} \geq A_{hs}$ یا فاصله میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر مهار شده در هسته ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از ۶۵ میلیمتر یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c/105+0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده میلگرد مهار شده با قلاب A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فواصل مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فواصل مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

۹-۲۱-۳-۳-۴ برای میلگردهای مهار شده با قلاب استاندارد در انتهای غیرممتد عضو که در آن پوشش جانبی و فوقانی (یا تحتانی) قلاب کمتر از ۶۵ میلیمتر است، قلاب باید در طول گیرایی l_{dh} توسط تنگ یا خاموت عمود بر امتداد میلگرد و با

فواصل کمتر از سه برابر قطر میلگرد محاط شود، فاصله این تنگها یا خاموتها از بر بیرونی خم قلاب نباید بیشتر از دو برابر قطر میلگرد باشد.

۹-۲۱-۳-۴ طول گیرایی میلگرد آجدار سردار در کشش

۹-۲۱-۳-۴-۱ بکارگیری میلگرد آجدار سردار برای مهار میلگرد در کشش، با تامین شرایط زیر مجاز است

الف- مشخصات میلگردها منطبق بر ضوابط فصل ۹-۴ باشد.

ب- قطر میلگرد نباید از ۳۴ میلیمتر تجاوز نماید.

پ- سطح مقطع اتکایی خالص در انتهای سردار، A_{brg}، حداقل باید چهار برابر سطح مقطع میلگرد باشد

ت- بتن باید از نوع بتن معمولی به لحاظ وزنی باشد.

ث- پوشش خالص روی میلگرد باید حداقل دو برابر قطر میلگرد باشد.

چ- فاصله مرکز به مرکز میلگردها باید حداقل سه برابر قطر میلگرد باشد.

۹-۲۱-۳-۴-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار سردار در کشش l_{dt} نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر با ضرایب تصحیح ψ_e، ψ_c، ψ_p و ψ_o براساس ۹-۲۱-۳-۴-۳:

$$l_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \qquad \textbf{(۹-۲۱-۴)}$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است.

۹-۲۱-۳-۴-۳ ضرایب تصحیح ψ_e، ψ_c، ψ_p و ψ_o براساس جدول ۹-۲۱-۶ تعیین می‌شوند. در این جدول A_{ts} مساحت کل میلگردهای سردار مهار شده بوده و A_{tt} در ۹-۲۱-۳-۴-۴ تعریف شده است.

جدول ۹-۲۱-۶ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار سردار در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_p ضریب آرماتور موازی	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر با مهار در اتصالات تیر به ستون: $A_{tt} \geq 0.3A_{ts}$ یا مهار در اتصال یا غیر از اتصال تیر به ستون: فاصله میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰

	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر مهار شده در هسته ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از ۶۵ میلیمتر یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c/105+0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

۹-۲۱-۳-۴-۴ در اتصالات تیر به ستون مساحت کل تنگ موازی میلگرد سردار مهار شده A_{tt} مساوی مساحت تنگ‌های واقع در فاصله حداکثر هشت برابر قطر میلگرد سردار به طرف مرکز اتصال خواهد بود.

۹-۲۱-۳-۴-۵ در صورت استفاده از میلگرد سردار برای تامین ظرفیت خمشی منفی تیرها، ستون باید از بر اتصال به اندازه حداکثر بعد ستون امتداد یابد.

۹-۲۱-۳-۵ گیرایی میلگردهای آجدار مهار شده با وسائل مکانیکی در کشش

۹-۲۱-۳-۵-۱ استفاده از هر گونه ملحقات یا وسائل مکانیکی با قابلیت تامین f_y برای میلگرد آجدار که به تائید مهندس طراح رسیده باشد، مجاز است. گیرایی میلگردهای آجدار را میتوان با ترکیبی از مهار مکانیکی و طول گیرایی بین مقطع بحرانی و ملحقات یا وسائل مکانیکی، بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد تایید، تامین نمود.

۹-۲۱-۳-۶ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی در کشش

۹-۲۱-۳-۶-۱ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی در کشش l_d که از محل مقطع بحرانی تا انتهای سیم اندازه-گیری می‌شود، برای سیم‌های با قطر کمتر یا مساوی ۱۶ میلیمتر، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر با ضرایب اصلاحی ψ_t و ψ_s براساس بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ و ψ_w مطابق بند ۹-۲۱-۳-۶-۲

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_w}{\lambda\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.90 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \qquad \textbf{(۵-۲۱-۹)}$$

در این رابطه c_b و K_{tr} براساس بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ و ضریب λ ضریب بتن سبک مطابق بند ۹-۳-۲ تعیین می‌شوند. برای آرماتور سیمی آجدار جوشی اندود شده با اپاکسی ضریب اصلاح ψ_e، ضریب اندود میلگرد را می‌توان برابر با ۱/۰ در نظر گرفت.

ب- ۲۰۰ میلیمتر.

۹-۲۱-۳-۶-۲ ضریب اصلاح سیم آجدار جوشی ψ_w، به صورت زیر تعیین می‌شود

الف- برای شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی، با حداقل یک سیم متعامد در طول گیرایی l_d که از مقطع بحرانی فاصله-ای بیشتر یا مساوی ۵۰ میلیمتر داشته باشد، بزرگترین مقدار محاسبه شده از روابط زیر:

$$\psi_w = \frac{f_y - 240}{f_y} \leq 1.0 \qquad \textbf{(۹-۲۱-۶-الف)}$$

$$\psi_w = \frac{5d_b}{s} \leq 1.0 \qquad \textbf{(۹-۲۱-۶-ب)}$$

در این روابط s فاصله بین سیم‌هایی است که باید مهار شوند.

ب-برای شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی بدون سیم متعامد در طول گیرایی l_d یا با یک سیم متعامد در طول گیرایی که از مقطع بحرانی فاصله‌ای کمتر از ۵۰ میلیمتر داشته باشد، ضریب اصلاح سیم آجدار جوشی برابر با ۱/۰ گرفته می-شود.

۹-۲۱-۳-۶-۳ در صورت وجود سیم ساده با هر قطر، یا سیم آجدار با قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر در امتداد طول گیرایی در بین آرماتورهای سیمی آجدار جوشی، طول گیرایی باید براساس ۹-۲۱-۳-۷ تعیین شود.

۹-۲۱-۳-۶-۴ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی با اندود روی (گالوانیزه) باید براساس ۹-۲۱-۳-۷ تعیین شود.

۹-۲۱-۳-۷ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوشی در کشش

۹-۲۱-۳-۷-۱ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوشی در کشش l_d که از محل مقطع بحرانی تا بیرونی‌ترین سیم متعامد اندازه گیری می‌شود، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد. در کلیه موارد باید حداقل دو سیم متعامد در طول گیرایی وجود داشته باشد.

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر:

$$l_{dt} = \frac{3.3 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{A_b}{s} \qquad \textbf{(۹-۲۱-۷)}$$

در این رابطه s فاصله بین سیم‌هایی است که باید مهار آنها تامین شود. ضریب λ براساس بند ۹-۳-۲ تعیین می‌شود.

ب- ۱۵۰ میلیمتر و فاصله سیم‌های متعامد مهارکننده به علاوه ۵۰ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است.

۹-۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc}، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف-

$$\max\{\frac{\psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\}$$

ب- ۲۰۰ میلیمتر

در این روابط ضریب، λ، براساس بند ۹-۳-۲ تعیین می‌شود و ضریب محصورشدگی ψ_r، برای محصورشدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلیمتر و گام کمتر از ۱۰۰ میلیمتر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلیمتر و فواصل کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کمتر از ۱۰۰ میلیمتر، برابر با ۰/۷۵ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲۱-۳-۹ کاهش طول گیرایی برای آرماتور اضافی

۹-۲۱-۳-۹-۱ طول‌های مهاری محاسبه شده از بندهای ۹-۲۱-۳-۲-۱-الف، ۹-۲۱-۳-۶-۱-الف، ۹-۲۱-۳-۷-۱-الف، ۹-۲۱-۳-۸-۱-الف، را بجز در مواردی که در بند ۹-۲۱-۳-۹-۲ ذکر شده است، میتوان به نسبت میلگرد مورد نیاز به میلگرد تامین شده کاهش داد. طول گیرایی اصلاح شده در هر صورت نباید از حداقل طول گیرایی تعریف شده در بندهای ۹-۲۱-۳-۲-۱-ب، ۹-۲۱-۳-۶-۱-ب، ۹-۲۱-۳-۷-۱-ب و ۹-۲۱-۳-۸-۱-ب کمتر باشد.

۹-۲۱-۳-۹-۲ کاهش طول گیرایی در موارد زیر مجاز نیست

الف- در تکیه‌گاه غیرممتد

ب- در محلهائی که مهار یا گیرایی برای تامین تنش تسلیم لازم است

پ- در مواردی که میلگردها باید پیوسته باشند

ت- در سیستمهای باربر لرزه‌ای در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد

ث- برای میلگردهای آجدار سردار یا مهار شده با قلاب و یا دارای مهار مکانیکی

ج- مهار آرماتور شمع در سرشمع

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ کلیات

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکی از طرق زیر مجاز است

الف- وصله پوششی

ب- وصله اتکایی

پ- وصله جوشی

ت- وصله مکانیکی

۹-۲۱-۴-۱-۲ استفاده از وصله پوششی در موارد زیر مجاز است

الف- در کشش و فشار برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر

ب- در فشار برای وصله میلگردهای با حداکثر قطر ۴۲ میلیمتر به میلگردهای با قطر ۳۴ میلیمتر و کمتر، با تامین شرایط بند ۹-۲۱-۴-۵-۲

۹-۲۱-۴-۱-۳ برای وصله پوششی تماسی، حداقل فاصله آزاد بین وصله‌های تماسی و میلگردها یا وصله های مجاور باید مطابق بند ۹-۲۱-۲-۱-۱ باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۴ برای وصله پوششی غیرتماسی در اعضای خمشی، فاصله عرضی مرکز به مرکز میلگردهای وصله شده نباید از یک پنجم طول وصله و ۱۵۰ میلیمتر تجاوز نماید.

۹-۲۱-۴-۱-۵ کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور اضافی، مطابق بند ۹-۲۱-۳-۹، در محاسبه طول وصله‌ها مجاز نیست.

۹-۲۱-۴-۱-۶ وصله گروه میلگردها مطابق بند ۹-۲۱-۵ انجام می‌شود.

۹-۲۱-۴-۲ وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش l_{st} باید برابر با ۱/۳l_d باشد (وصله نوع B). تنها در صورت ارضا دو شرط زیر، میتوان طول وصله پوششی را به l_d کاهش داد (وصله نوع A)

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله پوششی، وصله شده باشد

l_d براساس بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ تعیین می‌شود. در هر حالت حداقل طول وصله ۳۰۰ میلیمتر خواهد بود.

۹-۲۱-۴-۲-۲ در مواردی که وصله پوششی برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود l_{st} نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگتر

ب- طول وصله کششی l_{st} برای میلگرد با قطر کوچکتر

۹-۲۱-۴-۳ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوشی در کشش

۹-۲۱-۴-۳-۱ طول وصله پوششی شبکه سیمی آجدار جوشی در کشش با سیم‌های متعامد در طول وصله l_{st} نباید از ۱/۳l_d و ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد که در آن l_d براساس بند ۹-۲۱-۳-۶-۱ الف تعیین می‌شود. در ضمن شرایط زیر نیز باید تامین شوند

الف- روی هم قرارگیری بیرونی‌ترین ردیف سیم‌های عمود بر امتداد وصله در دو لایه وصله شده، باید حداقل ۵۰ میلیمتر باشد.

ب- تمام سیم‌های مورد استفاده در امتداد طول گیرایی باید آجدار با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر باشند.

۹-۲۱-۴-۳-۲ در صورت عدم تامین شرط بند ۹-۲۱-۴-۳-۱-الف، طول وصله باید براساس بند ۹-۲۱-۴-۲ محاسبه شود.

۹-۲۱-۴-۳-۳ در صورت عدم تامین شرط بند ۹-۲۱-۴-۳-۱-ب، طول وصله باید براساس بند ۹-۲۱-۴-۴ محاسبه شود.

۹-۲۱-۴-۳-۴ در آرماتور سیمی آجدار جوشی با اندود روی (گالوانیزه) طول وصله باید براساس بند ۹-۲۱-۴-۴ محاسبه شود.

۹-۲۱-۴-۴ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی ساده جوشی در کشش

۹-۲۱-۴-۴-۱ طول وصله پوششی شبکه سیمی ساده جوشی در کشش با سیم‌های متعامد در طول وصله l_{st} که فاصله بین بیرونی‌ترین سیم عمود بر امتداد وصله در دو شبکه وصله شده تعریف می‌شود، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- یک و نیم برابر طول گیرایی l_d سیم، که در آن l_d براساس ۹-۲۱-۳-۷-۱-الف تعیین می‌شود.

ب- فاصله بین سیم‌های عمود بر امتداد وصله بعلاوه ۵۰ میلیمتر و یا ۱۵۰ میلیمتر.

۹-۲۱-۴-۴-۲ برای مواردی که نسبت سطح مقطع سیم تامین شده به سیم مورد نیاز در طول وصله بیش از ۲ است، طول وصله l_{st} که فاصله بین بیرونی‌ترین سیم عمود بر امتداد وصله در دو شبکه وصله شده تعریف می‌شود، نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- یک و نیم برابر طول گیرایی l_d سیم، که در آن l_d براساس بند ۹-۲۱-۳-۷-۱-الف تعیین می‌شود.

ب- حداقل ۵۰ میلیمتر.

۹-۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار

۹-۲۱-۴-۵-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار l_{sc} برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر بصورت زیر محاسبه می‌شود

الف- برای میلگردهای با تنش تسلیم کوچکتر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $0.071 f_y d_b$

ب- برای میلگردهای با تنش تسلیم بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $(0.13 f_y - 24) d_b$

این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

۹-۲۱-۴-۵-۲ برای وصله پوششی میلگردهای با قطرهای متفاوت در فشار، طول وصله پوششی نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- طول مهاری در فشار l_{dc} برای میلگرد با قطر بزرگتر، محاسبه شده براساس ۹-۲۱-۳-۸

ب- طول وصله پوششی در فشار l_{sc} برای میلگرد با قطر کوچکتر، محاسبه شده براساس ۹-۲۱-۴-۵-۱

۹-۲۱-۴-۶ وصله اتکایی میلگردهای آجدار در فشار

۹-۲۱-۴-۶-۱ برای میلگردهای که فقط تحت فشار قرار دارند، انتقال فشار بصورت اتکایی بین دو میلگرد، در انتهای برش داده شده عمود بر امتداد میلگردها، مجاز است. دو میلگرد وصله شده باید بنحو مناسب، نظیر استفاده از طوقه گوه دار بصورت هم محور نگه داشته شده باشند.

۹-۲۱-۴-۶-۲ استفاده از وصله اتکایی تنها در اعضائی مجاز است که دارای خاموت بسته، تنگ، دورپیچ یا دورگیر هستند.

۹-۲۱-۴-۶-۳ انتهای میلگردها باید در سطحی صاف عمود بر امتداد میلگرد با انحراف حداکثر ۱/۵ درجه بریده و دو میلگرد باید بنحوی متصل شوند که اختلاف امتداد دو میلگرد از ۳ درجه تجاوز نکند.

۹-۲۱-۴-۷ وصله مکانیکی و جوشی میلگردهای آجدار در کشش و فشار

۹-۲۱-۴-۷-۱ استفاده از وصله‌های جوشی عمدتا برای میلگردهای با قطر ۲۰ میلیمتر و بیشتر توصیه می‌شود.

۹-۲۱-۴-۷-۲ در وصله‌های جوشی برای میلگردهای با قطر زیاد استفاده از جوش نفوذی در اتصال سربه‌سر مستقیم ارجحیت دارد.

۹-۲۱-۴-۷-۳ جوش میلگردها در وصله‌های جوشی باید الزامات مبحث دهم مقرارت ملی ساختمان را ارضا نماید.

۹-۲۱-۴-۷-۴ در وصله‌های مکانیکی انتقال نیرو از طریق غلاف اتکایی، کوپلر، غلاف کوپل‌کننده و غیره انجام می‌گردد.

۹-۲۱-۴-۷-۵ برای تامین پوشش بتنی کافی روی میلگرد، اثر افزایش ابعاد میلگرد ناشی از وصله مکانیکی باید در نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۴-۷-۶ وصله مکانیکی یا جوشی باید قادر به انتقال تنشی حداقل برابر با ۱/۲۵ برابر تنش تسلیم میلگرد در کشش و یا فشار باشد.

۹-۲۱-۴-۷-۷ یک در میان بودن میلگردهای با وصله مکانیکی یا جوشی در هر مقطع از عضو، بجز در اعضا کششی بند ۹-۲۱-۵-۷-۸ الزامی نیست.

۹-۲۱-۴-۷-۸ در اعضا کششی نظیر عضو کششی قوس‌ها، عضو کششی که بار را به تکیه گاهی در تراز بالاتر منتقل می‌کند و عضو کششی خرپاها، وصله جوشی یا مکانیکی در میلگردهای مجاور باید با فاصله ۷۵۰ میلیمتر در امتداد وصله انجام شود.

در نظر گرفتن این ضابطه در اعضای کششی نظیر دیوار مخازن دایروی که تعداد زیادی میلگرد کششی بصورت یک در میان و با فاصله زیادی از هم وصله شده‌اند، الزامی نیست.

۹-۲۱-۵ گروه میلگردها

۹-۲۱-۵-۱ تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که بصورت یک واحد کار میکنند، به چهار محدود می‌شود.

۹-۲۱-۵-۲ گروه میلگرد باید توسط آرماتور عرضی محاط شوند. آرماتورهای عرضی گروه میلگردهای تحت فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلیمتر باشند.

۹-۲۱-۵-۳ در تیرها استفاده از میلگردهای با قطر بیش از ۳۴ میلیمتر بصورت گروه میلگرد مجاز نیست.

۹-۲۱-۵-۴ محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه اعضای خمشی، باید به فاصله حداقل ۴۰ برابر قطر میلگرد از محل قطع سایر میلگردهای گروه باشد.

۹-۲۱-۵-۵ در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همچنین تعداد میلگردهایی که در یک صفحه قرار میگیرند جز در محل وصله نباید بیش از دو باشد.

۹-۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیتهای فاصله، حداقل پوشش، محاسبه ضریب محصورشدگی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ و ضریب اندود بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ که در آنها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

۹-۲۱-۵-۷ طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تائی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد و برای گروه‌های ۳ تائی و ۴ تائی، بترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیشتر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲۱-۵-۸ طول وصله پوششی هر میلگرد در یک گروه میلگرد، براساس طول گیرایی میلگرد منفرد و با در نظر گرفتن افزایش آن برای اثر گروه میلگرد مطابق بند ۹-۲۱-۵-۷ محاسبه می‌شود. وصله تک تک میلگردها در گروه میلگرد نباید در امتداد میلگردها همپوشانی داشته باشند. وصله پوششی مجموعه یک گروه میلگرد با گروه دیگر مجاز نیست.

۹-۲۱-۶ آرماتورهای عرضی

۹-۲۱-۶-۱ خاموتها

۹-۲۱-۶-۱-۱ خاموتها باید تا جایی که محدودیتهای پوشش میلگردها اجازه میدهد، تا نزدیکی وجوه کششی و فشاری عضو امتداد یافته و در دو انتها مهار شوند. در مواردی که از خاموت بعنوان آرماتور برشی استفاده می‌شود، خاموت باید به اندازه عمق موثر d از وجه فشاری ادامه یابد.

۹-۲۱-۶-۱-۲ بین انتهاهای مهارشده هر خم در قسمت پیوسته خاموت منفرد یا خاموت متشکل از دو بخش U شکل و هر خم در خاموت بسته باید در بر گیرنده میلگرد طولی باشد.

۹-۲۱-۶-۱-۳ مهار میلگرد و سیم آجدار در خاموت باید منطبق بر شرایط زیر باشد:

الف- در میلگردها یا سیم‌های با قطر کوچکتر یا مساوی ۱۶ میلیمتر، و برای میلگردهای با قطر ۱۸ تا ۲۵ میلیمتر با تنش تسلیم کمتر از ۲۸۰ مگاپاسکال، وجود قلاب استاندارد پیرامون میلگرد طولی.

ب- در میلگردهای بقطر ۱۸ تا ۲۵ میلیمتر و تنش تسلیم بیش از ۲۸۰ مگاپاسکال، وجود قلاب استاندارد پیرامون میلگرد طولی به علاوه طول مدفون بین وسط ارتفاع مقطع و انتهای بیرونی قلاب بیشتر یا مساوی $\frac{0.17f_y}{\lambda\sqrt{f_c}}d_b$

پ- در تیرچه‌ها، برای میلگردها یا سیمهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۱۲ میلیمتر، وجود قلاب استاندارد

۹-۲۱-۶-۱-۴ مهار هر یک از ساقهای شبکه آرماتور سیمی جوشی تشکیل دهنده یک خاموت U شکل، باید منطبق بر یکی از شرایط زیر باشد (شکل ۹-۲۱-۱)

الف- وجود دو سیم طولی به فاصله ۵۰ میلیمتر از هم در طول عضو در قسمت فوقانی خاموت U شکل.

ب- وجود یک سیم طولی واقع در فاصله کمتر از یک چهارم عمق موثر از وجه فشاری و سیم طولی دومی نزدیکتر از سیم اول به وجه فشاری و به فاصله بیش از ۵۰ میلیمتر از سیم اول. قرار گیری سیم دوم روی ساق خاموت یا روی قلاب با حداقل قطر خمی برابر با هشت برابر قطر خاموت مجاز است.

۹-۲۱-۶-۱-۵ مهار دو انتهای خاموت متشکل از سیم جوشی با تنها یک ساق، توسط دو سیم طولی با فاصله حداقل ۵۰ میلیمتر از یکدیگر، با تامین شرایط زیر مجاز است

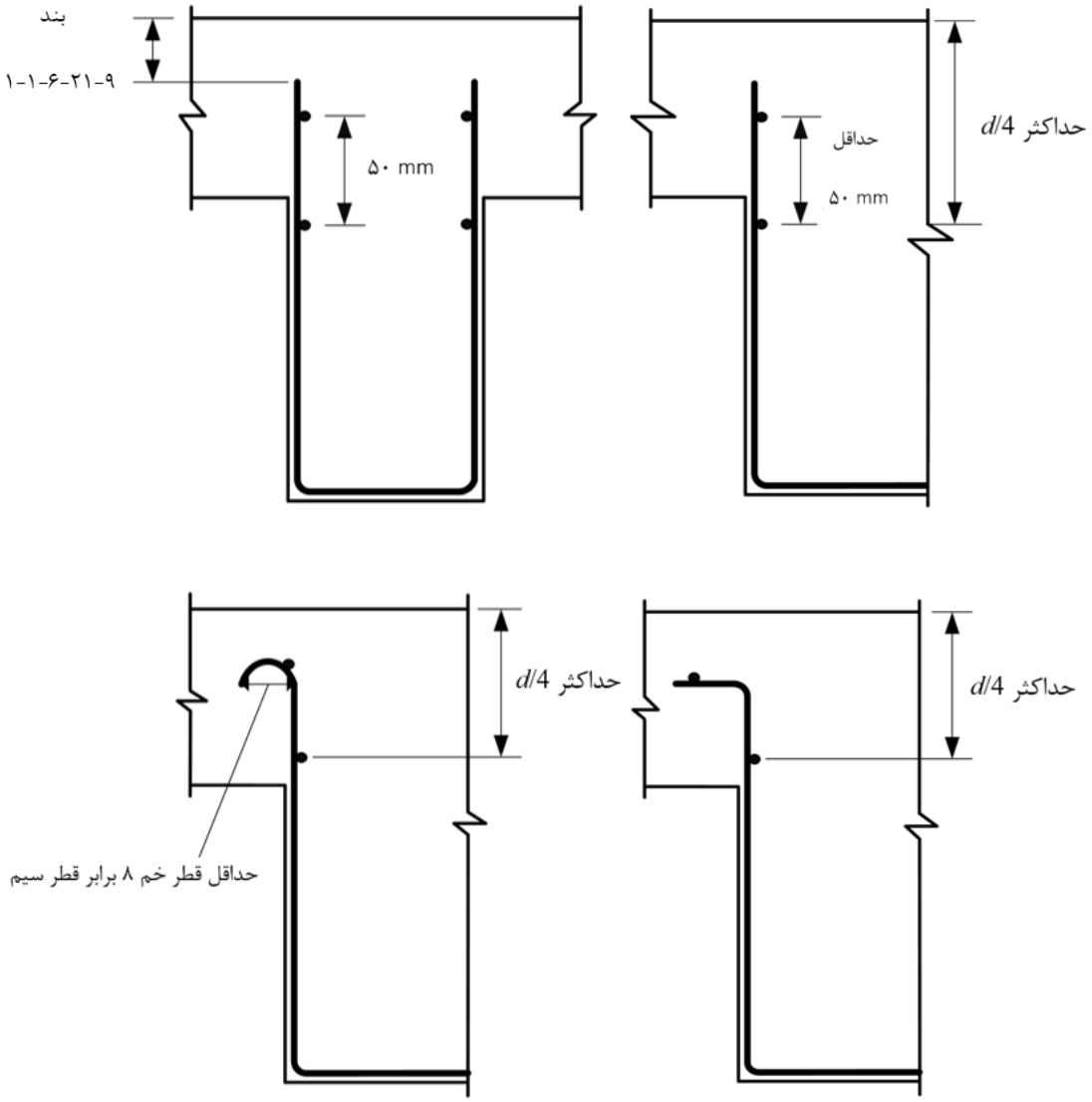
الف- وجود حداقل یک سیم طولی داخلی، با فاصله بیشتر از یک چهارم عمق موثر و ۵۰ میلیمتر از نصف عمق موثر مقطع، هر کدام بزرگتر است.

ب- سیم طولی خارجی در وجه کششی باید از نزدیکترین میلگردهای طولی اصلی خمشی، به وجه کششی نزدیکتر باشد.

۹-۲۱-۶-۱-۶ خاموتهایی که به منظور پیچش یا یک‌پارچگی عضو بکار میروند، باید بصورت خاموت بسته و عمود بر امتداد طولی عضو باشند. در صورت استفاده از سیم‌های جوشی، سیم عرضی باید عمود بر محور عضو باشد. مهار این خاموتها با یکی از روشهای زیر انجام می‌شود

الف- دو انتهای خاموت به قلاب ۱۳۵ درجه پیرامون میلگرد طولی ختم می‌شود.

ب- در مواردی که بتن پیرامون مهار بدلیل وجود بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست، مهار را میتوان با لحاظ نمودن الزامات ۹-۲۱-۶-۱-۳- الف یا ب یا ۹-۲۱-۶-۱-۴ تامین نمود.



شکل ۹-۲۱-۱ مهار در ناحیه فشاری خاموت U شکل متشکل از شبکه سیمی ساده جوشی.

۹-۲۱-۶-۱-۷ خاموتهایی که به منظور پیچش یا یک‌پارچگی عضو بکار میروند، میتوانند از دو جز تشکیل شوند: یک خاموت U شکل با خم های ۱۳۵ درجه و یک قلاب دوخت که خم ۹۰ درجه آن باید مجاور وجهی از عضو قرار گیرد که بتن بدلیل محصورشدگی ناشی از بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست.

۹-۲۱-۶-۱-۸ بجز در مواردی که خاموت برای پیچش یا یک‌پارچگی عضو به کار می‌رود، خاموت بسته را می‌توان با استفاده از دو خاموت U شکل ساخت. طول وصله ساق خاموتهای U شکل باید حداقل ۱/۳ برابر طول مهاری، l_d، باشد. هم چنین در اعضایی که عمق کل مقطع آنها حداقل ۴۵۰ میلیمتر و نیروی هر ساق (حاصلضرب تنش تسلیم در سطح مقطع خاموت) کمتر از ۴۰ کیلو نیوتن است، وصله ساق‌ها، چنانچه در کل عمق عضو ادامه یابد، کافی تلقی می‌شود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگها

۹-۲۱-۶-۲-۱ تنگها باید از حلقه‌های بسته میلگردهای آجدار تشکیل شده و فواصل آنها از یکدیگر شرایط زیر را تامین کنند

الف- فاصله آزاد حداقل ۱/۳۳ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه

ب- فاصله مرکز به مرکز تنگها نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد

- ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی

- ۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی

- کوچکترین بعد عضو

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلیمتر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر.

ب- قطر ۱۲ میلیمتر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلیمتر و بزرگتر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۱-۶-۲-۳ استفاده از سیم آجدار یا شبکه آرماتور سیم جوشی به عنوان جایگزین تنگ آجدار، با سطح مقطع معادل میلگرد آجدار با در نظر گرفتن الزامات ۹-۲۱-۶-۲-۱ و ۹-۴-۸ مجاز است.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگهای مستطیلی باید شرایط زیر را ارضا کنند

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت- استفاده از مجموعه میلگردهای سردار بعنوان تنگ مجاز نیست.

۹-۲۱-۶-۲-۵ در مواردی که میلگردهای طولی دارای آرایش دایروی هستند، میتوان از تنگهای دایروی استفاده نمود. مهار تنگهای دایروی باید شرایط زیر را ارضا کند

الف- در انتهای هر تنگ، میلگردها باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر همپوشانی داشته باشند.

ب- انتهای تنگ باید به یک قلاب استاندارد که میلگردهای طولی را در بر گرفته، ختم شود.

پ- هم پوشانی تنگهای متوالی بر روی آرماتورهای طولی پیرامونی نباید بر روی یکدیگر واقع شده و باید در وجوه مقابل مقطع باشند.

۹-۲۱-۶-۲-۶ استفاده از میلگرد یا سیم آجدار پیوسته بعنوان تنگ مجاز است، اگر الزامات فواصل تنگها ۹-۲۱-۶-۲-۱ و سطح مقطع تنگ ۹-۲۱-۶-۲-۲ را ارضا نموده و مهار انتهای آن الزامات مهار ۹-۶-۲-۴ یا ۹-۶-۲-۵ را لحاظ نماید.

۹-۲۱-۶-۲-۷ تنگهایی که برای مقابله با پیچش به کار برده می‌شوند، باید عمود بر محور طولی عضو بوده و شرایط زیر را ارضا نمایند

الف- دو انتهای تنگ به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه و یا قلاب لرزه‌ای پیرامون میلگرد طولی ختم شده و انتهای خم باید در بتن هسته مهار شود.

ب- در مواردی که بتن پیرامون مهار بدلیل وجود بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست، باید الزامات بندهای ۹-۲۱-۶-۱-۳-الف یا ب یا ۹-۲۱-۶-۱-۴ تامین گردد.

۹-۲۱-۶-۳ دورپیچها

۹-۲۱-۶-۳-۱ دورپیچها باید متشکل از میلگرد یا سیم پیوسته با فواصل مساوی بوده و فاصله آزاد آنها از یکدیگر شرایط زیر را ارضا نمایند

الف- حداقل ۱/۳۳ برابر اندازه بزرگترین سنگ دانه و ۲۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است.

ب- حداکثر ۷۵ میلیمتر.

۹-۲۱-۶-۳-۲ قطر سیم یا میلگرد دورپیچ برای اجرا به صورت بتن درجا باید حداقل ۱۰ میلیمتر باشد.

۹-۲۱-۶-۳-۳ بجز برای آرماتور عرضی در فونداسیون‌های عمیق، نسبت حجمی میلگرد دورپیچ، ρ_s، باید بر طبق رابطه زیر باشد

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۱-۸)$$

در این رابطه مقدار تنش تسلیم دورپیچ، f_{yt}، نباید از ۷۰۰ مگاپاسکال تجاوز کند.

۹-۲۱-۶-۳-۴ مهار دورپیچها در هر انتها با یک و نیم دور اضافی پیچاندن دورپیچ تامین می‌شود.

۹-۲۱-۶-۳-۵ وصله دورپیچها با یکی از روشهای زیر انجام می‌شود

الف- وصله جوشی یا مکانیکی مطابق بند ۹-۲۱-۴-۷ .

ب- وصله پوششی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۳-۶ برای میلگردهای با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال.

۹-۲۱-۶-۳-۶ طول وصله پوششی دورپیچ براساس جدول ۹-۲۱-۷ تعیین می‌شود، این طول در هر صورت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. در صورت نیاز به قلاب، انتهای قلاب باید در هسته محصورشده توسط دورپیچ مهار شود.

جدول ۹-۲۱-۷- طول وصله پوششی دورپیچ.

نوع میلگرد یا سیم	نوع اندود میلگرد	وضعیت انتهای میلگرد یا سیم	طول وصله پوششی
میلگرد آجدار	بدون اندود یا با اندود روی (گالوانیزه)	قلاب لازم نیست	$۴۸d_b$
	با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه روی-اپوکسی	قلاب لازم نیست	$۷۲d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$۴۸d_b$
سیم آجدار	بدون اندود	قلاب لازم نیست	$۴۸d_b$
	با اندود اپوکسی	قلاب لازم نیست	$۷۲d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$۴۸d_b$
میلگرد ساده	بدون اندود یا با اندود روی (گالوانیزه)	قلاب لازم نیست	$۷۲d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$۴۸d_b$
سیم ساده	بدون اندود	قلاب لازم نیست	$۷۲d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$۴۸d_b$

۹-۲۱-۶-۴ دورگیر

۹-۲۱-۶-۴-۱ دورگیرها باید متشکل از تنگهای بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جزء که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

۹-۲۱-۶-۴-۲ هر یک از اجزا دورگیرها باید به وسیله قلاب لرزه‌ای در دو انتها طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۲-۴ مهار شوند. این قلاب‌ها باید یک میلگرد طولی را در بر بگیرند. استفاده از میلگردهای سردار متصل به هم به عنوان دورگیر مجاز نیست.

۹-۲۲- مدارک ساخت، بازرسی و نظارت

۹-۲۲-۱ گستره

۹-۲۲-۱-۱ مطالب این فصل به شرح زیر ارائه می شود:

الف- اطلاعات طراحی که مهندس طراح دارای صلاحیت در مدارک ساخت (اجرا) و در حد کاربرد آن مشخص می‌نماید.

ب- مشخصات فنی که مهندس طراح دارای صلاحیت در مدارک ساخت و در حد کاربرد آن مشخص می‌نماید.

پ- الزامات بازرسی (نظارت) که مهندس طراح دارای صلاحیت در مدارک ساخت و در حد کار برد آن مشخص می نماید.

۹-۲۲-۲ مبانی طراحی

۹-۲۲-۲-۱ اطلاعات طراحی

الف- نام و سال انتشار آئین‌نامه‌های استفاده شده در طراحی، آئین‌نامه‌های عمومی ساختمان و دیگر مدارک تکمیلی حاکم بر طرح

ب - بارهای در نظر گرفته شده در طراحی

پ - آن بخش از کارهای طراحی که به پیمانکار واگذار شده است به همراه مبانی طراحی مرتبط

۹-۲۲-۳ اطلاعات اجزای ساختمان

۹-۲۲-۳-۱ - اطلاعات طراحی

الف- ابعاد عضو، موقعیت آن و رواداری های مربوطه

ب - مشخصات مصالح مصرفی

۹-۲۲-۴ الزامات مصالح و مخلوط بتن

۹-۲۲-۴-۱ مصالح بتن

۹-۲۲-۴-۱-۱ مواد سیمانی

۹-۲۲-۴-۱-۱-۱ سیمان‌های هیدرولیکی و دسته بندی آن

الف- سیمان‌های پرتلند بر اساس استاندارد ۳۸۹ به شرح زیر:

سیمان‌های معمولی نوع ۱ (شامل ۳۲۵-۱، ۴۲۵-۱، ۵۲۵-۱)، اصلاح شده نوع ۲، زود سخت شونده نوع ۳، کم حرارت نوع ۴ و ضد سولفات نوع ۵؛ و سیمان‌های آمیخته شامل سیمان پوزولانی (استاندارد ۳۴۳۲)، سیمان پرتلند سرباره‌ای (استاندارد ۳۵۱۷)،

سیمان پرتلند آهکی (استاندارد ۴۲۲۰)، سیمان پرتلند سفید (استاندارد ۲۹۳۱)، سیمان پرتلند زئولیتی (استاندارد ۱۶۴۸) و سیمان پرتلند مرکب (استاندارد ۱-۱۱۵۷۱).

ب- سیمان‌های هیدرولیکی بر اساس استاندارد ملی ایران شماره ۱-۱۷۵۱۸ در ۵ گروه:

گروه ۱ شامل سیمان‌های پرتلند معمولی، پرتلند ضدسولفات فراویژه، پرتلند ضدسولفات ویژه، پرتلند ضدسولفات و پرتلند ضدسولفات متوسط.

گروه ۲ شامل سیمان‌های پرتلند سرباره‌ای، پرتلند دوده‌سیلیسی، پرتلند پوزولانی، پرتلند خاکستر بادی، پرتلند شیل پخته و پرتلند آهکی.

گروه ۳ شامل سیمان‌های سرباره‌ای.

گروه ۴ شامل سیمان‌های پوزولانی.

گروه ۵ شامل سیمان‌های مرکب.

۹-۲۲-۴-۱-۱-۲ سایر مواد چسباننده شامل دوده سیلیسی (میکروسیلیس) مطابق استاندارد ۱۳۲۷۸، خاکستر بادی مطابق استاندارد ASTM C618، متاکائولین مطابق استاندارد .... و سرباره مطابق استاندارد ۲۱۳۱۹.

۹-۲۲-۴-۱ -۲ سنگدانه ها

۹-۲۲-۴-۱-۲-۱ استانداردها

الف-ویژگی‌ها

سنگدانه‌های مورد استفاده در بتن باید با الزامات استاندارد ملی ایران شماره ۳۰۲ مطابقت داشته باشند. با در نظر گرفتن شرایط مندرج در استاندارد این الزامات برای ماسه شامل مشخصات دانه‌بندی، مواد زیان‌آور، ناخالصی‌های آلی، سلامت، واکنش-زایی با قلیایی‌ها و برای شن شامل ضوابط دانه‌بندی، مواد زیان آور، سلامت، سایش لس‌آنجلس، دانه‌های پولکی و کشیده و واکنش-زایی با قلیایی‌ها می‌باشد.

- دانه بندی و سایر ویژگی‌های سنگدانه های سبک(سبکدانه های) مورد نظر برای استفاده در بتن سازه ای (استاندارد ملی ایران شماره ۴۹۸۵)
- مشخصات سنگدانه‌های بازیافتی با چگالی مشخص برای ساخت بتن غیرسازه‌ای و ملات (استاندارد ملی ایران شماره ۱۳۱۷۰)
- سبکدانه های مورداستفاده در بتن، ملات و گروت (استاندارد ملی ایران شماره ۱- ۱۴۸۷۵)

در مواردی که احتمال واکنش قلیایی سیلیسی وجود دارد، برای کنترل عملکرد سنگدانه از روش استانداردهای ملی ایران شماره ۱۳۵۵۲، ۸۱۴۹، ۸۷۵۳ و یا دیگر استانداردهای ملی تدوین شده در این زمینه استفاده گردد. هم چنین در صورتی که احتمال واکنش قلیایی کربناتی وجود دارد از استانداردهای ملی ایران شماره ۱۳۵۵۲، ۷۶۵۶ و نیز استاندارد ASTM C1105 استفاده شود.

ب-آزمایش‌های استاندارد

ب-۱ آزمایش‌های لازم برای تعیین کیفیت سنگدانه‌ها شامل: تعیین دانه‌بندی، ناخالصی‌های آلی (ماسه)، کلوخه‌های رسی و ذرات سست، مواد ریزتر از ۷۵ میکرون، زغال سنگ و لیگنیت، سولفات‌های محلول در آب، کلریدهای محلول در آب، سلامت، دانه‌های پولکی و کشیده (شن)، سایش لس آنجلس (شن)، لکه شدگی، افت وزن در برابر سولفات سدیم یا منیزیم، چگالی و جذب آب ذرات، آزمایش‌های واکنش‌زایی بالقوهٔ قلیایی سنگدانه‌ها در صورت وجود خطر واکنش قلیایی سیلیسی یا کربناتی.

ب-۲ آزمایش‌های مربوط به سبکدانه های مورد استفاده در بتن های سازه ای و بلوک‌های بنایی شامل: تعیین دانه بندی، ناخالصی های آلی، لکه شدگی، افت وزن در برابر سولفات سدیم یا منیزیم، مقدار کلوخه‌های رسی و ذرات خرد شونده سست، یکنواختی دانه بندی، چگالی انبوهی فله‌ای (غیرمتراکم)، یکنواختی چگالی انبوهی فله‌ای (غیرمتراکم)، ضریب چگالی، ویژگی‌های فیزیکی و چگالی آزمونه‌های بتن حاوی سبکدانه‌های موردآزمون، جمع شدگی در اثر خشک شدن، بیرون پریدگی‌ها، مقاومت کششی دو نیم شدن، مقاومت فشاری و مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن.

ب-۳ آزمایش‌های مربوط به سبکدانه های مورد مصرف در بتن، ملات و گروت شامل: مقاومت در برابر خردشدگی، درصد دانه‌های شکسته، جذب آب، مقاومت در برابر فرسایش، مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن، یون کلراید قابل حل در آب، گوگرد موجود در ترکیبات، آلاینده‌های آلی و آزمایش واکنش زایی قلیایی در صورت وجود خطر واکنش قلیایی سیلیسی یا کربناتی.

۹-۲۲-۴-۱-۳ آب و ویژگی‌های لازم برای کاربرد در بتن

الف- آب قابل آشامیدن (بدون مزه یا بو ؛ تمیز و صاف) به شرط آن که سوابق قبلی نشان دهنده نامناسب بودن این آب برای بتن نباشد.

ب- آب‌های غیرآشامیدنی به شرط آن که نتایج حاصل از یک آزمونه و یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمونه متوالی ضوابط مربوط به پذیرش را برآورده سازد.

پ- در هر حال مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۲۲-۱ محدود می‌شود.

جدول ۹-۲۲-۱ حداکثر مقدارمجاز مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن

ردیف	ماده زیان‌آور	شرح مصرف	حداکثر مقدار مجاز (وزنی) (ppm)
	pH	قلیایی و اسیدی	۵ تا ۸/۵
۱	ذرات معلق جامد	بتن پیش‌تنیده در هر شرایط محیطی	۱۰۰۰
۲		بتن غیر مسلح و بدون آرماتور بتن مسلح در شرایط محیطی ملایم و	۲۰۰۰
۳		متوسط	۲۰۰۰
۴		بتن مسلح در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق العاده شدید	۱۰۰۰
۵	کل مواد محلول در آب	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	۱۰۰۰
۶		بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	۳۵۰۰۰
۷		بتن مسلح در شرایط محیطی ملایم و متوسط	۲۰۰۰
۸		بتن مسلح در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق العاده شدید	۱۰۰۰

۹	کل یون‌های کلرید	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	۵۰۰
۱۰		بتن غیرمسلح و بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون	۱۰۰۰۰
۱۱		بتن مسلح در شرایط محیط شدید و بسیار شدید و فوق‌العاده شدید	۵۰۰
۱۲		بتن مسلح در شرایط محیطی ملایم و متوسط	۱۰۰۰
۱۳		بتن غیر مسلح و بدون آرماتور ولی دارای مواد آلومینیومی یا فلزات غیر مشابه یا دارای قالب‌های گالوانیزه	۱۰۰۰
۱۴	کل یون‌های سولفات	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	۱۰۰۰
۱۵		بتن مسلح در هر شرایط محیطی	۱۰۰۰
۱۶		بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	۳۰۰۰
۱۷	قلیایی معادل	در تمامی انواع بتن‌ها	۶۰۰
	سلامت	در تمامی انواع بتن‌ها	انبساط حداکثر ۰/۱ درصد

* در ردیف‌های ۹ تا ۱۲ علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول، میزان یون‌های کلرید آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل یون‌های کلرید قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هر یک از اجزای بتن یا از محیط باشد) برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم بتن از مقادیرمجاز تعیین شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تجاوز نکند. در ردیف های ۱۴تا ۱۶، علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول میزان یون سولفات آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل سولفات قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هر یک از اجزای بتن از جمله سیمان یا از محیط باشد) برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۴ درصد و وزن کل سولفات موجود در حجم معینی از بتن برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۵ درصد بیشتر نباشد. رعایت ضابطه ردیف ۱۷ جدول فوق در مواردی که سنگدانه فعال باشد، الزامی است و منظور از قلیایی معادل در این جدول، میزان وزنی Na_2O+ ۰/۶۵۸ K_2O می‌باشد .

۹-۲۲-۴-۱- ۴ افزودنی های بتن

مشخصات مواد افزودنی برای استفاده در بتن مطابق استاندارد ملی ایران شماره ۲-۲۹۳۰ باشد. آزمون‌های مربوط به مواد افزودنی در جدول ۹-۲۲-۲ ارائه شده است. مواد افزودنی برای مصرف در بتن آرمه باید عمدتاً عاری از کلرید باشد.

جدول ۹-۲۲-۲ آزمون های الزامی مواد افزودنی بتن

نوع	موارد الزامی که باید کنترل شوند
کلیه مواد افزودنی	یکنواختی –رنگ – ترکیبات موثر-pH- چگالی نسبی (فقط برای افزودنی مایع) مقدار مواد خشک –تاثیر برروی گیرش– کل کلرین (کلر) –کلرید محلول درآب – قلیائیت معادل – رفتار از نظر خوردگی فولاد
کندگیر کننده	زمان گیرش – مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن تازه
تندگیر کننده	زمان گیرش اولیه –مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن تازه

زود سخت کننده	مقاومت فشاری –مقداری هوای بتن تازه
حباب هواساز	مقدار هوای بتن تازه – مشخصات حباب های هوا در بتن سخت شده – مقاومت فشاری
نگهدارنده آب	آب انداختگی –مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن تازه
کاهنده جذب آب	جذب مویینه – مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن تازه
کاهنده آب /روان کننده (با هدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب – مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن
فوق کاهنده آب –فوق روان کننده (با هدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب – مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن
فوق کاهنده آب –فوق روان کننده (با هدف افزایش روانی)	افزایش روانی –حفظ و تداوم روانی – مقاومت فشاری –مقدار هوای بتن تازه
کند گیرکننده – کاهنده آب –روان کننده	مقاومت فشاری –زمان گیرش – میزان کاهش آب –مقدار هوای بتن تازه
تندگیر کننده – کاهنده آب –روان کننده	مقاومت فشاری –زمان گیرش اولیه –میزان کاهش آب – مقدار هوای بتن تازه
کندگیر کننده –فوق کاهنده آب –فوق روان کننده (با هدف کاهش آب و کندگیری)	مقاومت فشاری –زمان گیرش اولیه –میزان کاهش آب – مقدار هوای بتن تازه
کندگیر کننده –فوق کاهنده آب –فوق روان کننده (با هدف افزایش روانی و کندگیری)	حفظ و تداوم روانی – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه

۹-۲۲-۴-۱- ۵ الیاف فولادی

الیاف فولادی برای تامین مقاومت برشی باید شرایط زیر را برآورده نماید.

الف- آجدار بوده و منطبق با ASTM A820 باشد.

ب- نسبت طول به قطر آن حداقل ۵۰ و حداکثر ۱۰۰ باشد.

۹-۲۲-۴-۲ الزامات مخلوط بتن

۹-۲۲-۴-۲-۱ اطلاعات طراحی

الف- الزامات بند های ۱ تا ۱۱ برای هر مخلوط بتن بر مبنای شرایط محیطی یا ضوابط طراحی به شرح زیر منظور شود :

۱- حداقل مقاومت مشخصه فشاری بتن f'_c

۲- آزمایش مقاومت در سن در نظر گرفته شده نمونه چنانچه متفاوت از ۲۸ روز باشد.

۳- حداکثر نسبت آب به سیمان لازم برای دوام در بدترین شرایط محیطی براساس پیوست ۹-پ۱.

۴- اندازه اسمی بزرگترین سنگدانه نباید از حداقل موارد زیر بزرگتر باشد:

- یک پنجم کوچک ترین بعد داخلی قالب
- یک سوم ضخامت دال ها
- سه چهارم حداقل فاصله آزاد میان میلگردها یا سیم‌های تکی، گروه‌های میلگردها، کابل‌های تکی، گروه‌های کابل‌ها یا داکت‌ها.
- سه چهارم حداقل ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها

اگر مهندس طراح دارای صلاحیت اطمینان حاصل کند که با اتخاذ روش مناسب برای تراکم و کارآیی بتن می‌توان از تخلخل یا کرمو شدن بتن جلوگیری نمود،از این محدودیت‌ها صرف نظر می‌شود.

۵- برای اعضایی که تحت تاثیر شرایط محیطی رده F قرار می‌گیرند، مواد هوازا مطابق پیوست ۹-پ۱

۶- برای اعضایی که تحت تاثیر شرایط محیطی رده C قرار می‌گیرند، محدودیت های یون کلراید مطابق پیوست ۹-پ۱

۷- برای اعضایی که تحت تاثیر شرایط محیطی رده S قرار می‌گیرند، نوع مواد سیمانی مطابق پیوست ۹-پ۱

۸- برای اعضایی که تحت تاثیر شرایط محیطی رده S2 یا S3 قرار می‌گیرند، افزودنی‌های حاوی کلرید کلسیم نباید استفاده شود.

۹- چگالی متعادل در بتن سبکدانه (تخمینی از چگالی بتن پس از خشک شدن)

۱۰- الزام ارائه نسبت های حجمی سبکدانه ها در مخلوط های بتن سبک به منظور کنترل مقدار λ اگر در طراحی استفاده شده است.

۱۱- الزامات بتن با الیاف فولادی، چنانچه مطابق ..... برای مقاومت برشی مصرف شده باشد.

۱۲- برای اعضایی که تحت تاثیر شرایط محیطی رده W1 یا W2 قرار می‌گیرند باید آزمایش اندازه گیری واکنش قلیایی دانه ها انجام شود.

ب- رده بندی نوع شرایط محیطی اعضای بتنی بر اساس شدت شرایط محیطی آنها، با تشخیص مهندس طراح دارای صلاحیت

پ- مقاومت فشاری مورد نیاز در مراحل تعیین شده‌ای از ساخت، برای هر بخش از سازه مطابق آن چه که مهندس طراح دارای صلاحیت در طرح منظور نموده است.

۹-۲۲-۴-۲-۲ مشخصات فنی

الف- مقاومت فشاری مورد نیاز در مراحل تعیین شده‌ای از ساخت برای هر بخش از سازه که توسط مهندس طراح دارای صلاحیت طرح نشده است، باید برای بازنگری ارائه شود.

ب- درصد پوزولان‌ها شامل خاکستر آتشفشانی و دوده سیلیسی، و نیز سیمان سرباره‌ای در بتنی که برای شرایط محیطی رده XFT در نظر گرفته شده باید مطابق پیوست ۹-پ۱ باشد و از مقادیر جدول ۹-۲۲-۳ و بندهای زیر تجاوز نکند.

۱- مقادیر حداکثر درصد مشخص شده در جدول ۹-۲۲-۳، شامل خاکستر آتشفشانی و دیگر پوزولان‌ها، سیمان سرباره‌ای، و دوده سیلیسی به کار رفته در ساخت سیمان‌های آمیخته نیز می‌باشد.

۲- هر یک از محدودیت‌های جدول ۹-۲۲-۳ باید بدون توجه به تعداد مواد سیمانی در یک مخلوط بتن به کار گرفته شود.

جدول ۹-۲۲-۳ محدودیت های مواد سیمانی بتن در دسته F3

نوع مواد سیمانی	حد اکثر درصد جرمی مجموع مواد سیمانی
خاکستر بادی یا دیگر پوزولان ها براساس استاندارد ASTM C618	25
سیمان سرباره ای بر اساس استاندارد ASTM C989	50
دوده سیلیسی بر اساس استاندارد ASTM C1240	10
کل خاکستر بادی و دیگر پوزولان ها و دوده سیلیسی	35
کل خاکستر بادی یا دیگر پوزولان ها، سیمان سرباره و دوده سیلیسی	50

پ- برای بتن هایی که در معرض سولفات قرار می‌گیرند گزینه های دیگری از ترکیب مواد، بجز آنچه در ۹-۲۲-۴-۲-۱-الف(۷) آورده شده نیز مجاز خواهد بود، مشروط بر آن که آزمایش های مقاومت در برابر سولفات ضوابط جدول۹-۲۲-۴ را برآورده نماید.

جدول ۹-۲۲-۴ الزامات مورد نیاز برای تایید مناسب بودن ترکیبات مواد سیمانی در معرض سولفات های قابل حل در اب

نوع شرایط محیطی	حداکثرکرنش انبساطی اگر بر اساس استاندارد ملی ایران ۱۷۱۰۷ آزمایش شود		
	در ۶ ماه	در ۱۲ ماه	در ۱۸ ماه
S1	0.1 درصد	نیاز نیست	نیاز نیست
S2	0.05 درصد	0.1 درصد	نیاز نیست
S3	نیاز نیست	نیاز نیست	0.1 درصد

ت- در بتن های با الیاف فولادی که برای مقاومت در مقابل برش به کار می روند باید شرایط استاندارد ..... رعایت شده و حداقل از ۶۰ کیلوگرم در مترمکعب الیاف فولادی آجدار استفاده شود.

ث- برای بتن هایی که درزمان بهره برداری در معرض رطوبت قرار می‌گیرند، باید در طرح مخلوط بتن بند های ۱و۲ در نظر گرفته شوند:

۱- سنگدانه ها فاقد واکنش قلیایی-سیلیسی بوده یا تمهیدات لازم برای مقابله با این واکنش پیش بینی شده باشد.

۲- سنگدانه ها واکنش قلیایی-کربناتی نداشته باشند.

۹-۲۲-۴-۳ نسبت های مخلوط بتن

۹-۲۲-۴-۳-۱ مشخصات فنی:

الف- نسبت های مخلوط بتن باید چنان تعیین شوند که بتن شرایط (۱) تا (۳) را برآورده نماید.

۱- در شرایط مورد نظر ، بدون جداشدگی داخل قالب ها و اطراف میلگرد ها قرار داده شود.

۲- الزامات رده بندی شرایط محیطی مشخص شده در پیوست ۹-پ۱ را برآورده نماید.

۳- الزامات آزمایش مقاومت نمونه استاندارد عمل آوری شده را برآورده نماید.

ب- نسبت های مخلوط بتن باید مطابق روش طرح مخلوط ملی یا روش دیگری که از نظر مهندس طراح دارای صلاحیت، قابل قبول باشد تعیین شود. روش های دیگر باید الزامات مقاومتی برای پذیرش آزمایش نمونه های عمل آوری شده استاندارد را با همان احتمال مشخص شده درروش طرح مخلوط ملی یا احتمالی بیش از آن برآورده نمایند. نتایج آزمایش مقاومت که برای مستند سازی نسبت های مخلوط به کار می روند نباید بیش از دو سال عمر داشته باشند.

پ- مصالح بتن که برای تعیین نسبت های مخلوط به کار برده می شوند باید از همان موادی باشند که در پروژه مورد نظر قرار است به کار برده شوند.

ت- چنانچه لازم باشد از انواع مختلف بتن در بخش های مختلف به کار برده شوند، هر نوع بتن باید مطابق الزامات مخلوط بتن ذکر شده در مدارک ساخت باشد.

۹-۲۲-۴-۴ مستند سازی مشخصات مخلوط بتن

۹-۲۲-۴-۴-۱ مشخصات فنی:

الف- مستند سازی مشخصات مخلوط بتن قبل از استفاده از بتن و قبل از هرگونه تغییر در بتن مورد استفاده باید به تایید مهندس طراح دارای صلاحیت برسد. مستندات ارائه شده باید در بر دارنده شواهد کافی در مورد انطباق مخلوط بتن پیشنهادی با الزامات طرح باشد. این شواهد باید مبتنی بر نتایج آزمایش های کارگاهی یا آزمایشگاهی باشد. شرایط آزمایش های کارگاهی باید نظیر شرایط پروژه مورد نظر باشد.

ب- چنانچه داده های کارگاهی یا آزمایشگاهی موجود نبوده و f'_c کوچک‌تر یا مساوی ۳۵ مگاپاسکال باشد، نسبت های مخلوط بتن می تواند مبتنی بر اطلاعات یا تجارب دیگری که مورد تایید مهندس طراح دارای صلاحیت قرار گیرد باشد. در صورتی که f'_c بزرگ‌تر از ۳۵ مگاپاسکال باشد، داده های مستندسازی برای مشخصات مخلوط پیشنهادی لازم است.

پ- چنانچه حین عملیات ساخت داده هایی حاصل شود که به صورت منسجم بیش از معیار پذیرش آزمایش نمونه عمل آمده استاندارد باشد، تغییر مخلوط بتن برای کاهش مقاومت متوسط آن به تشخیص و تایید مهندس طراح دارای صلاحیت مجاز خواهد بود مشروط بر این که محدودیت W/C از نظر دوام مطرح نباشد. بدین منظور لازم است شواهد قابل قبول مبنی بر انطباق مخلوط تغییر یافته با الزامات مدارک ساخت به مهندس طراح دارای صلاحیت ارائه شود.

۹-۲۲-۵ تولید بتن و بتن ریزی

۹-۲۲-۵-۱ تولید بتن

۹-۲۲-۵-۱-۱ مشخصات فنی:

الف- مصالح سیمانی و سنگدانه ها باید به منظور جلوگیری از فاسد شدن یا آلودگی انبار شوند.

ب- مصالح آلوده یا فاسد شده نباید در بتن مصرف شوند.

پ- تجهیزات اختلاط و حمل بتن باید مطابق بند ..... آیین‌نامه آبا باشد.

ت- بتن آماده باید منطبق بر استاندارد ۶۰۴۴ باشد. بتن آماده و ساخته شده در کارگاه باید مطابق بند ..... آیین‌نامه آبا، پیمانه، مخلوط و حمل شود.

۹-۲۲-۵-۲ بتن ریزی و تراکم

۹-۲۲-۵-۲-۱ مشخصات فنی:

الف- فضای داخل قالب باید قبل از بتن ریزی از هرگونه مواد نظیر مواد اضافی، زاید و یخ پاک شود.

ب- آب آزاد باید قبل از بتن ریزی از فضای داخل قالب جمع آوری شود.

پ- مصالح بنایی که در تماس با بتن قرار می گیرند، قبل از بتن ریزی باید با آب اشباع شوند.

ت- تجهیزاتی که برای حمل بتن از مخلوط کن به محل بتن ریزی به کار می روند، باید قابلیت جا دادن بتن به صورت لازم را دارا باشند.

ث- استفاده از لوله های آلومینیومی یا آلیاژ آن در پمپ کردن بتن مجاز نیست.

ج- در بتن‌ریزی باید موارد (۱) تا (۵) رعایت شود:

۱- با سرعتی انجام شود که مقدار مناسبی از بتن در محل ریختن فراهم باشد.

۲- با سرعتی انجام شود که در تمام مدت بتن ریزی از کارآیی لازم برای تراکم با تجهیزات مورد نظر برخوردار باشد.

۳- از جدا شدن اجزای بتن یا اتلاف آن ها جلو گیری شود.

۴- وقفه هایی وجود نداشته باشد که سبب از دست رفتن کارآیی بتن و ایجاد درز سرد در مراحل متوالی جادادن گردد.

۵- بتن حتی الامکان در نزدیک ترین موقعیت به محل مورد نظر ریخته شود تا از جدا شدگی سنگدانه ها بر اثر جابجایی مجدد یا روان شدن آن جلوگیری شود.

چ- بتنی که با مواد مضر آغشته شده یا کارآیی اولیه را به حدی از دست داده که با روش های مورد نظر قابل تراکم نباشد، نباید مصرف شود.

ح- روان کردن مجدد بتن در محدوده تعیین شده در استاندارد ملی شماره .... ،قبل از خروج از مخلوط کن مجاز است، مگر آنکه توسط مهندس طراح دارای صلاحیت منع شده باشد.

خ- بتن ریزی باید از آغاز تا پایان به صورت عملیاتی سریع و پیوسته تا تکمیل هر قسمت در محدوده مرزها یا درزهای از پیش تعیین شده قطعات ادامه یابد.

د- تراکم بتن باید در هنگام جادادن آن با وسایل مناسب انجام شود، به طوری که کاملا اطراف میلگرد ها، اقلام نصب شده در بتن و گوشه های قالب را پر نماید.

ذ- رویه بالایی بتن ریخته شده در قالب های قائم باید حدودا تراز باشد.

ر- پرداخت سطح نهایی بتن باید مطابق آیین‌نامه آبا انجام شود.

۹-۲۲-۵-۳ عمل آوری بتن

۹-۲۲-۵-۳-۱ اطلاعات طراحی

چنانچه آزمایش های تکمیلی برروی نمونه های عمل آمده کارگاهی به منظور تایید کفایت عمل آوری و حفاظت بتن لازم باشد، تعداد، اندازه نمونه ها و میزان تکرار آن ها باید مشخص شود.

۹-۲۲-۵-۳-۲ مشخصات فنی:

الف- بتن، بجز بتن زود گیر ، باید در دمای حداقل ۱۰ درجه و در محیط مرطوب به مدت حداقل هفت روز پس از بتن ریزی نگهداری شود، مگر در حالتی که از روش عمل آوری سریع استفاده شود.

ب- بتن زود گیر باید در دمای حداقل ۱۰ درجه و در محیط مرطوب به مدت حداقل سه روز پس از بتن ریزی نگهداری شود، مگر در حالتی که از روش عمل آوری سریع استفاده شود.

پ- روش عمل آوری سریع به منظورکسب سریع مقاومت و کاهش زمان عمل آوری، با استفاده از بخار تحت فشار، بخار در فشار معمولی، گرما و رطوبت و دیگر روش های قابل قبول از نظر مهندس طراح دارای صلاحیت می تواند انجام شود. در صورت استفاده از روش عمل آوری سریع بند های (۱) و (۲) باید رعایت شود:

۱- مقاومت فشاری در مرحله بارگذاری باید حداقل به میزان مقاومت فشاری مورد نظر رسیده باشد.

۲- روش عمل آوری سریع نباید بر دوام بتن تاثیر نامطلوب گذارد.

ت- چنانچه بازرس ساختمان یا مهندس طراح دارای صلاحیت الزام نمایند، نتایج آزمایش نمونه استوانه ای مطابق بند (۱) و (۲)، علاوه بر نتایج آزمایش مقاومت نمونه عمل آمده استاندارد باید ارائه گردد.

۱- حداقل دو آزمونه استوانه ای ۱۵۰ X ۳۰۰ میلیمتر یا سه آزمونه ۱۰۰ X ۲۰۰ میلیمتر عمل آمده در کارگاه باید همزمان با آزمونه های استاندارد عمل آمده تدارک دیده شود.

۲- آزمونه های کارگاهی باید مطابق دستورالعمل آبا عمل آورده شده و آزمایش شوند.

ث- روش های نگهداری و عمل آوری بتن هنگامی مناسب تلقی می شود که مطابق بند (۱) یا (۲) باشد:

۱- میانگین مقاومت استوانه های عمل آمده در کارگاه در سن مشخص شده برای تعیین f_c' باید حداقل ۸۵ درصد مقاومت استوانه های استاندارد عمل آوری شده در شرایط استاندارد باشند.

۲- میانگین مقاومت استوانه های عمل آمده کارگاهی در سن مورد نظر ۳/۵ مگاپاسکال بیش از f_c' باشد.

۹-۲۲-۵-۴ بتن ریزی در هوای سرد

۹-۲۲-۵-۴-۱ اطلاعات طراحی

محدوده دمای بتنی که به کارگاه در شرایط آب و هوایی سرد تحویل می شود.

۹-۲۲-۵-۴-۲ مشخصات فنی

الف- تجهیزات مناسب برای گرم کردن مصالح بتن و محافظت از آن در شرایط یخبندان یا نزدیک به آن باید تدارک دیده شود.

ب- مصالح یخ زده یا مصالح حاوی یخ نباید به کار برده شوند.

پ- قالب ها، پرکننده ها و زمینی که بتن قرار است در تماس با آن ریخته شود، نباید آغشته به یخ بوده یا یخ زده باشد.

ت- مصالح بتن و روش های تولید بتن باید طوری انتخاب شوند که دمای بتن در هنگام تحویل منطبق با محدوده مشخص شده باشد.

برای اطلاعات بیشتر به بند .....آبا مراجعه شود.

۹-۲۲-۵-۵ بتن ریزی در هوای گرم

۹-۲۲-۵-۵-۱ اطلاعات طراحی

الف- محدوده دمای بتنی که به کارگاه در شرایط آب و هوایی گرم تحویل می شود

۹-۲۲-۵-۵-۲ مشخصات فنی:

الف- مصالح بتن و روش های تولید بتن می باید طوری انتخاب شوند که دمای بتن در هنگام تحویل منطبق با محدوده مشخص شده باشد.

ب- روش های حمل، جادادن، حفاظت و عمل آوری بتن باید دمای بتن و تبخیر آب آن را چنان محدود کند که سبب کاهش مقاومت، بهره‌برداری و دوام عضو سازه ای نگردد.

برای اطلاعات بیشتر به بند .....آبا مراجعه شود.

۹-۲۲-۵-۶ درز های ساخت، انقباض و جداکننده

۹-۲۲-۵-۶-۱ اطلاعات طراحی

الف- مشخص نمودن درز های ساخت، انقباض و جداکننده در صورتی که طرح اقتضا نماید.

ب- جزئیات لازم برای انتقال برش و دیگر نیروها از طریق درزها

پ- آماده سازی سطحی درز، شامل مضرس کردن سطوح بتن سخت شده در محلی که بتن جدید در مجاورت آن ریخته می شود.

ت- محل هایی که انتقال برش میان پروفیل‌های فولادی و بتن از طریق گل میخ های سردار یا میلگردهای جوش شده صورت می‌گیرد باید تمیز و عاری از رنگ باشد.

ث- آماده سازی سطح شامل مضرس کردن فصل مشترک بتن دال درجا و سطح فوقانی کف یا سقف پیش ساخته به منظور عملکرد مشترک قطعه پیش ساخته و بتن درجا

۹-۲۲-۵-۶-۲ مشخصات فنی:

الف- درز هایی که محل یا جزئیات آن ها مشخص نشده یا با آن چه در مدارک ساخت نشان داده شده متفاوت باشد باید برای بررسی به مهندس طراح دارای صلاحیت ارائه شود.

ب- درز های ساخت در سیستم های کف یا سقف باید در یک سوم میانی دهانه دال ها، تیرهای فرعی و اصلی قرار داده شوند، مگر آن که به طریق دیگری توسط طراح مجاز حرفه ای تعیین شده باشد.

پ- درزهای ساخت در تیرهای اصلی باید حداقل دو برابر عرض تیر متقاطع از بر آن فاصله داشته باشند، مگر آن که به طریق دیگری توسط مهندس طراح دارای صلاحیت تعیین شده باشد.

ت- درز های ساخت باید تمیز بوده و دوغاب خشک شده قبل از بتن ریزی جدید از روی آن برداشته شود.

ث- سطح بتن در درز های ساخت باید مطابق مشخصات، مضرس شود.

ج- قبل از بتن ریزی جدید درزهای ساخت باید خیس شده و آب آزاد در محل درز برداشته شود.

برای اطلاعات بیشتر در مورد انواع درز ها و مشخصات اجرایی آن ها به بند .....آبا مراجعه شود.

۹-۲۲-۵-۷ ساخت قطعات بتنی

۹-۲۲-۵-۷-۱ اطلاعات طراحی

الف- جزئیات لازم برای در نظر گرفتن تغییرات ابعادی ناشی از پیش تنیدگی، خزش، جمع شدگی و تغییر دما

ب- چنانچه دال‌های متکی بر زمین به عنوان دیافراگم سازه ای یا جزئی از سیستم مقاوم لرزه ای طرح شده باشد، مشخص گردد.

پ- جزئیات ساخت شالوده های دارای اضلاع شیب دار یا پله ای که باید به عنوان یک واحد عمل کنند.

ت- محلی که سیستم سقف و ستون های بتنی باید یک پارچه اجرا شوند مطابق فصل ۹-۱۶ تعیین شود

۹-۲۲-۵-۷-۲ مشخصات فنی:

الف- تیرهای اصلی و فرعی و دال ها که متکی بر ستون یا دیوار می باشند، باید هنگامی بتن ریزی شوند که بتن تکیه گاه آن ها از حالت خمیری خارج و سفت شده باشد.

ب- تیرهای اصلی و فرعی، ماهیچه‌ها، کتیبه و سر ستون ها باید به صورت بخشی از سیستم دال یکپارچه با آتن اجرا شوند، مگر آن که به طریق دیگری توسط مهندس طراح دارای صلاحیت تعیین شده باشد.

پ- در محل هایی که قرار است بتن ستون و سیستم سقف یکپارچه اجرا شوند، بتن ستون باید یکپارچه به شعاع حداقل ۶۰۰ میلیمتر از بر دال در تمام عمق دال ریخته شده و با دال یکپارچه ادامه یابد.

ت- چنانچه دال متکی بر زمین به عنوان دیافراگم سازه ای یا جزئی از سیستم مقاوم لرزه ای در مدارک ساخت مشخص شده باشد، شکل دادن درز از طریق برش با اره یا ایجاد درز هایی که یکپارچگی دیافراگم سازه ای را مخدوش می کنند مجاز نیست، مگر با تایید مهندس طراح دارای صلاحیت

۹-۲۲-۶ آرماتورها و الزامات ساخت

۹-۲۲-۶-۱ کلیات

۹-۲۲-۶-۱-۱ اطلاعات طراحی

الف- رده آرماتور و مشخصه آن مطابق فصل ۹-۴

ب- نوع، قطر، الزامات محل قرارگیری، جزئیات و طول مهاری آرماتور ها

پ- ضخامت پوشش بتن روی آرماتور

ت- موقعیت و طول وصله های پوششی

ث- نوع و موقعیت وصله های مکانیکی

ج- نوع و موقعیت وصله های اتکایی

چ- نوع و موقعیت وصله های جوشی و دیگر الزامات جوش میلگرد ها

ح- مشخصات اندود حفاظ آرماتور ، مطابق استاندارد .....

خ- نحوه محافظت در برابر خوردگی برای آرماتور های نمایان که قرار است به منظور توسعه آینده به کار برده شوند.

۹-۲۲-۶-۱-۲ مشخصات فنی

الف- گزارش مشخصات و آزمایش های کارخانه‌ای آرماتور ها ارائه گردد.

ب- آرماتور های دارای زنگ زدگی ، پوسته شدگی یا ترکیب این دو را در صورتی می توان به کار برد که نمونه آزمایش شده زدودن زنگ با برس دستی با مشخصات استاندارد در مورد حداقل قطر (و اندازه آج ها) و وزن واحد طول منطبق باشد.

پ- در هنگام بتن ریزی، رویه آرماتور ها باید عاری از یخ، گل، روغن یا دیگر مواد زیان آور از نظر کاهش چسبندگی با بتن باشد.

۹-۲۲-۶-۲ جاگذاری

۹-۲۲-۶-۲-۱ اطلاعات طراحی

الف- رواداری های موقعیت آرماتور با توجه به رواداری های d و ضخامت پوشش بتن منطبق بر جدول ۹-۲۲-۵

جدول ۹-۲۲-۵ محدوده d و ضخامت پوشش مشخص شده

d (میلیمتر)	محدوده d (میلیمتر)	محدوده ضخامت پوشش مشخص شده بتن(میلیمتر)	
کوچکتر یا مساوی ۲۰۰	± ۱۰	کوچکترین دو مقدار	-۱۰
			تا یک سوم کاهش در ضخامت پوشش مشخص شده
بزرگتر از ۲۰۰	± ۱۳	کوچکترین دو مقدار	-۱۳
			تا یک سوم کاهش در ضخامت پوشش مشخص شده

ب- رواداری های موقعیت خم ها و انتهای آرماتورها مطابق جدول۹-۲۲-۶ . رواداری مشخص شده برای ضخامت پوشش بتن در جدول ۹-۲۲-۶ برای انتهای آزاد عضو نیز به کار می رود.

پ- رواداری های فواصل خاموت های بسته در اعضاء با شکل پذیری متوسط یا زیاد:

۱- ۱۲+ میلیمتر

۲- ۸- درصد کوچک ترین بعد عضو و حد اکثر ۷۵- میلیمتر

۳- رعایت رواداری ها نباید منجر به این شود که بیش از دو خاموت بسته در تماس با یکدیگر قرار بگیرند.

جدول ۹-۲۲-۶ محدوده رواداری های موقعیت خم و انتهای آرماتور

حدود (میلیمتر)	موقعیت خم و انتهای آرماتور
± ۱۲	انتهای ناپیوسته براکت ها و تیر زیرسری
± ۲۵	انتهای ناپیوسته دیگر اعضا
± ۵۰	دیگر موقعیت ها

۹-۲۲-۶-۲-۲ مشخصات فنی:

الف- آرماتور، شامل گروه میلگرد ها، باید در محدوده رواداری تعیین شده قرار گرفته و برای ممانعت از جا به جا شدن هنگام بتن ریزی بسته شود.

ب- واحدهای دورپیچ باید متشکل از میلگرد یا سیم پیوسته بوده و با فواصل مساوی و بدون اعوجاج خارج از رواداری مشخص شده در محل قرار داده شوند.

پ- وصله آرماتورها باید مطابق مدارک ساخت یا مورد تایید مهندس طراح دارای صلاحیت باشد.

ت- در میلگردهای طولی ستون ها که وصله اتکایی دارند، انتهای قائم بریده شده آن ها باید به صورت هم محور روی یکدیگر قرار گیرند.

ث- انتهای میلگردها باید مطابق بندهای ۹-۲۱-۴-۶-۳ باشند.

۹-۲۲-۶-۳ خم کردن

۹-۲۲-۶-۳-۱ مشخصات فنی:

الف- آرماتور ها باید قبل از قرار گرفتن در محل، در حالت سرد خم شوند مگر آن که به طریق دیگری توسط مهندس طراح دارای صلاحیت تعیین شده باشد.

ب- خم کردن آرماتورهایی که بخشی از آن ها در بتن مدفون است مجاز نیست، مگر آنکه در مدارک ساخت مشخص شده یا توسط مهندس طراح دارای صلاحیت مجوز آن صادر شود.

پ- میلگرد غیر هم امتداد (مانند خم S و خم یک به شش) باید قبل از قرارگرفتن در قالب خم زده شود.

۹-۲۲-۶-۴ جوش آرماتور

۹-۲۲-۶-۴-۱ مشخصات فنی

الف- جوش کلیه میلگردها باید منطبق برمشخصات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باشد

ب- برای بستن میلگرد ها نباید از جوش میلگرد های متقاطع استفاده شود، مگر برای وجه خارجی نشیمن ها و دستک ها یا موارد دیگری که به تایید مهندس طراح دارای صلاحیت رسیده باشد.

۹-۲۲-۷- مهاری ها در بتن

۹-۲۲-۷-۱ اطلاعات طراحی

الف- الزامات ارزیابی و کیفیت مهاری ها برای شرایط کاربری مورد نظر باید با توجه به بند ۹-۱۸-۱-۲ رعایت شوند.

ب- نوع، اندازه، موقعیت، عمق مهاری موثر و الزامات نصب مهاری ها

پ- حداقل فاصله از لبه مطابق بند ۹-۱۸-۷ باشند.

ت- الزامات بازرسی مطابق بندهای ۹-۱۸-۹ و ۹-۲۲-۱۲ باشند.

ث- در مورد مهاری های کاشتنی، مشخصات مقاومتی شامل نوع مهاری، مقاومت بتن و نوع سنگدانه ها

ج- در مورد مهاری های چسبی با عملکرد کششی، تنش پیوستگی مشخصه مورد استفاده در طراحی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۵، حداقل عمر بتن، دمای بتن، رطوبت بتن در زمان نصب، نوع سنگدانه های سبک در صورت مصرف و الزامات سوراخ کردن بتن و آماده سازی آن.

چ- صلاحیت نصاب به طور کلی باید مطابق ۹-۱۸-۹-۱ و برای مهارهای مایل باید مطابق ۹-۱۸-۹-۴ باشد.

ح- مشخصات لازم برای مهاری های چسبی به صورت افقی یا مایل به سمت بالا، چنانچه بار دائمی کششی را تحمل نمایند.

خ- در مورد مهاری های چسبی، مقدار بار برای بارگذاری نمونه‌های شاهد مطابق ۹-۱۸-۹-۳

د- نحوه حفاظت مهاری های نمایان در مقابل خوردگی و آتش برای ادامه کار در آینده

۹-۱۱-۷-۲ مشخصات فنی:

الف- مهاری های کاشتنی باید مطابق دستورالعمل سازنده نصب شوند. مهاری های چسبی باید مطابق با دستورالعمل کتبی سازنده نصب شوند.

۹-۲۲-۸ اقلام مدفون

۹-۲۲-۸-۱ اطلاعات طراحی

الف- نوع، اندازه، جزئیات و موقعیت اقلام مدفون که توسط طراح دارای صلاحیت طرح شده اند.

ب- آرماتورهایی که برای نگهداری قسمت‌های مدفون لوله ها و غلاف‌ها در راستای عمود بر آنها مورد نیاز هستند.

پ- پوشش بتن مورد نظر بر روی قسمت‌های مدفون لوله ها و اتصالات آن ها

ت- نحوه حفاظت اقلام مدفون در بتن در برابر خوردگی که به منظور اتصال با موارد پیش بینی شده آینده نمایان باقی می مانند.

۹-۲۲-۸-۲ مشخصات فنی:

الف– نوع، اندازه، جزئیات و موقعیت اقلام مدفون که در مدارک ساخت نشان داده نشده اند، باید برای تایید مهندس طراح دارای صلاحیت ارائه شوند

ب- اقلام مدفون آلومینیومی باید دارای پوشش حفاظتی باشند تا از واکنش بتن-آلومینیوم و واکنش الکترولیتی فولاد-آلومینیوم جلوگیری شود.

پ- لوله ها و اتصالات آن ها که در مدارک ساخت نشان داده نشده اند، باید در برابر آثار ناشی از مواد، فشار و دمای موثر بر آن ها طرح شوند.

ت- قبل از آن که بتن به مقاومت مشخصه خود برسد، در لوله های مدفون در بتن نباید هیچ مایع، گاز یا بخاری بجز آب با دمای کم تر از ۳۲ درجه سلسیوس و فشار کم تر از ۰/۳۵ مگاپاسکال جریان یابد.

ث- در دال ها لوله ها باید بین شبکه میلگرد بالا و پایین قرار داده شوند، مگر لوله هایی که برای گرمایش تشعشعی یا آب کردن برف و یخ در نظر گرفته شده باشند.

ج- لوله ها و غلاف ها باید طوری ساخته و نصب شوند که برش، خم زدن و جابجایی میلگرد ها از محل تعیین شده لازم نباشد.

۹-۲۲-۹ الزامات برای قطعات بتنی پیش ساخته

الزامات این بند مربوط به مواردی است که از قطعات پیش ساخته در ساختمان های بتن آرمه استفاده می شود.

۹-۲۲-۹-۱ اطلاعات طراحی:

الف- حدود رواداری ابعاد اعضای پیش ساخته و اتصالات آنها.

ب- جزئیات بالابردن دستگاه ها، اقلام مدفون، و آرماتورهای مورد نیاز برای مقاومت در برابر بارهای موقت ناشی از جابجایی، ذخیره سازی، حمل و نقل و نصب، اگر توسط مهندس طراح دارای صلاحیت طراحی شده باشد. این جزئیات چنانچه توسط مهندس طراح دارای صلاحیت طراحی نشده باشد باید در کارگاه تهیه شده و در صورت لزوم به تائید وی رسانده شود.

۹-۲۲-۹-۲ مشخصات فنی:

الف- اعضا باید برای نشان دادن محل و جهت نصب در سازه و نیز تاریخ تولید نشانه گذاری شوند.

ب- علایم شناسایی روی اعضا باید مطابق با ملاحظات مربوط به نصب باشد.

پ- در طول زمان نصب، اعضای پیش ساخته و سازه های متصل به آنها باید نگهداری و مهار شوند تا از چیدمان صحیح، مقاومت و پایداری آنها تا تکمیل اتصالات دائمی اطمینان حاصل شود.

ت- اگر مهندس طراح دارای صلاحیت، جاگذاری اقلام مدفون را در حالی که بتن در حالت خمیری است تائید نماید، باید موارد ۱ تا ۴ زیر رعایت شود:

۱- اقلام مدفون باید، برای بازرسی، از قطعه بتن پیش ساخته بیرون زده شده و یا نمایان باشند.

۲- اقلام مدفون لازم نیست با میلگردهای بتن حلقه یا قلاب شوند.

۳- اقلام مدفون را باید تا زمانی که بتن در حالت خمیری است در محل خود، نگهداری کرد.

۴- بتن در اطراف اقلام مدفون باید متراکم شود.

۹-۲۲-۱۰ قالب بندی

۹-۲۲-۱۰-۱ طراحی قالب

۹-۲۲-۱۰-۱-۱ اطلاعات طراحی

الف- تامین شرائط الزام پیمانکار به طرح، ساخت، نصب و باز کردن قالب ها

ب- موقعیت اعضاء مرکب که نیاز به شمع زنی دارند

پ- شرائط باز کردن شمع های زیر مقاطع مرکب

۹-۲۲-۱۰-۱-۲ مشخصات فنی:

الف- درطراحی قالب ها باید الزامات (۱) تا (۴) زیر منظور گردد:

۱- روش بتن ریزی

۲- تداوم بتن ریزی

۳- بارهای حین ساخت، شامل نیروهای افقی، قائم و ضربه ای

۴- آسیب نرساندن به اجزاء ساخته شده قبلی

ب- ساخت و نصب قالب ها باید چنان باشد که منجر به شکل، خطوط و ابعاد اجزاء، مطابق با مدارک ساخت شود.

پ- درز های قالب باید به قدر کافی آب بند باشد تا از بیرون آمدن خمیر بتن جلوگیری شود.
ت- قالب ها باید طوری مهار یا بسته شوند که موقعیت و شکل خود را حفظ کنند.

۹-۲۲-۱۰-۲ برداشتن قالب ها

۹-۲۲-۱۰-۲-۱ مشخصات فنی:

الف- قبل از شروع اجرا، پیمانکار باید برنامه و روشی برای باز کردن قالب ها و نصب شمع های جدید تدارک دیده و بارهای وارده به سازه را در خلال این عملیات محاسبه نماید.
ب- تحلیل سازه ای و مقاومت مورد نیاز بتن که در برنامه ریزی باز کردن قالب ها و نصب شمع ها در نظر بوده باید توسط پیمانکار مدون شده و در صورت لزوم به مهندس طراح دارای صلاحیت یا مراجع ذیصلاح ارائه گردد.
پ- در هیچ قسمت از سازه نباید بارهای حین ساخت وارد شده یا هیچ قالبی برداشته شود، مگر آن که آن قسمت از سازه همراه با قالب باقی مانده مقاومت کافی برای تحمل ایمن وزن خود و بار های حین ساخت آن قسمت را، بدون اخلال در بهره برداری، داشته باشد.
ت- مقاومت مورد نیاز باید با استفاده از تحلیل سازه و با در نظر گرفتن بارهای پیش بینی شده، مقاومت قالب ها و تخمین مقاومت بتن درجا نشان داده شود.
ث- **ارزیابی** مقاومت بتن درجا باید بر اساس آزمایش استوانه های عمل آوری شده در کارگاه یا روش های دیگر تعیین شده و به تایید مهندس طراح دارای صلاحیت و در صورت نیاز مراجع ذیصلاح رسانده شود.
ج- قالب ها باید به طریقی برداشته شود که ایمنی و بهره برداری سازه را خدشه دار نکند.
چ- بتن نمایان شده بعد از برداشتن قالب باید مقاومت کافی داشته باشد تاضمن عملیات آسیب نبیند.
هیچ نوع بار حین ساخت که بیش از ترکیب بار مرده و زنده کاهش یافته باشد نباید بر هیچ قسمت از سازه در دست ساخت، نگهداری نشده با شمع، وارد شود، مگر آن که تحلیل سازه نشان دهد مقاومت کافی برای مقابله با بار اضافی، بدون خدشه دارکردن بهره برداری را، دارد.

۹-۲۲-۱۱ ارزیابی و پذیرش بتن

۹-۲۲-۱۱-۱ کلیات

۹-۲۲-۱۱-۱-۱ در این مبحث میانگین مقاومت دو یا سه آزمونه، مقاومت یک نمونه نامیده می شود.
مقاومت یک نمونه بتن f'_c برمبنای میانگین مقاومت های حد اقل دو آزمونه استوانه ای به ابعاد ۳۰۰ x ۱۵۰ میلییمتر یا حداقل سه آزمونه استوانه ای به ابعاد ۲۰۰ x ۱۰۰ میلییمتر، که از یک مخلوط بتن برداشته شده و در سن ۲۸ روزه یا در سن مشخص شده برای f'_c آزمایش شده باشند، ارزیابی می شود.

۹-۲۲-۱۱-۱-۲ آزمایشگاه مسئول انجام آزمایش ها باید دارای صلاحیت تائید شده از طرف سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور باشد.

۹-۲۲-۱۱-۱-۳ مسئولین آزمایشگاه مقیم که باید آزمایش ها را برروی بتن تازه در کارگاه انجام دهند و آزمونه ها را برای عمل آوری استاندارد آماده نمایند، در صورت لزوم بایدآزمونه هایی برای عمل آوری در کارگاه تهیه نمایند و دمای بتن تازه را همراه با آماده سازی آنها یادداشت نمایند، ونیز مسئولین انجام آزمایش ها در آزمایشگاه اصلی باید دارای صلاحیت کافی باشند.

۹-۲۲-۱۱-۱-۴ گزارش کلیه آزمایش های پذیرش(بتن) باید برای مهندس طراح دارای صلاحیت، دستگاه نظارت، پیمانکار و در صورت لزوم برای کارفرما، بازرس ساختمان و تولید کننده بتن ارسال گردد.

۹-۲۲-۱۱-۲ تواتر نمونه برداری

۹-۲۲-۱۱-۲-۱ تعداد نمونه هایی که به منظور تعیین مقاومت از هر نوع مخلوط بتن که روزانه ریخته می شود، تهیه می گردد باید مطابق بندهای (الف) تا (پ) زیر باشد:

الف- حداقل روزی یک بار

ب- حداقل یک نمونه برای هر ۱۰۰ مترمکعب بتن

پ- حداقل یک نمونه برای هر ۴۵۰ مترمربع از سطح بتن دیوار ها یا دال ها

۹-۲۲-۱۱-۲-۲ اگر در پروژه ای حجم کل بتن ریزی چنان باشد که تواتر نمونه برداری کمتر از پنج آزمایش مقاومت برای یک نوع مخلوط بتن به دست دهد، آزمونه های مقاومت باید از حداقل پنج پیمانه که بطور تصادفی انتخاب شده، گرفته شود، و در صورتی که کمتر از پنج پیمانه بتن به کار رود، از هر پیمانه به تعداد لازم برداشته شود.

۹-۲۲-۱۱-۲-۳ اگر حجم کل بتن ریزی برای یک نوع مخلوط بتن‌کمتر از سی و پنج متر مکعب باشد،آزمایش مقاومت لازم نخواهد بود مشروط بر آن که شواهد کافی از مقاومت بتن به بازرس ساختمان ارائه و تایید شود.

۹-۲۲-۱۱-۳ ضوابط پذیرش مقاومت بتن

۹-۲۲-۱۱-۳-۱ آزمونه های تهیه شده برای آزمایش پذیرش باید الزامات (الف) و (ب) زیر را تامین نمایند:

الف- نمونه گیری از بتن ها با ید مطابق استاندارد ..... باشد.

ب- عمل آوری بتن برای آزمونه ها باید مطابق استاندارد ..... و آزمایش آنها مطابق استاندارد ..... باشد.

۹-۲۲-۱۱-۳-۲ مقاومت یک نوع مخلوط بتن هنگامی قابل قبول است که شرایط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند:

الف- میانگین مقاومت هر سه نمونه متوالی برابر یا بیشتر از f_c' باشد.

ب- مقاومت هیچ یک از نمونه ها کمتر از $0.90f_c'$ نباشد.

۹-۲۲-۱۱-۳-۳ چنانچه هریک از شرایط بند ۹-۲۲-۱۱-۳-۲ برآورده نشود، باید اقداماتی در پیش گرفته شود تا میانگین نتایج مقاومت در آزمایش های بعد افزایش یابد.

۹-۲۲-۱۱-۳-۴ چنانچه شرایط بند ۹-۲۲-۱۱-۳-۲-ب برآورده نگردد، الزامات مربوط به بررسی نتایج بتن کم مقاومت، موضوع بند ۹-۲۲-۱۱-۴، باید به اجرا گذاشته شود.

۹-۲۲-۱۱-۴ بررسی نتایج بتن کم مقاومت

۹-۲۲-۱۱-۴-۱ اگر نتایج آزمایش مقاومت هر یک از نمونه های عمل آوری شده طبق استاندارد، ضابطه بند ۹-۲۲-۱۱-۳-۲-ب را اقناع نکند یا چنانچه آزمایش نمونه های عمل آمده در کارگاه نقایصی در حفاظت و عمل آوری بتن نشان دهد، باید اقداماتی انجام شود تا نسبت به کافی بودن مقاومت سازه اطمینان حاصل گردد.

۹-۲۲-۱۱-۴-۲ چنانچه احتمال بتن کم مقاومت تایید شود و محاسبات کاهش قابل ملاحظه ای را در مقاومت سازه نشان دهد، آزمایش مغزه گیری از ناحیه مورد نظر مطابق استاندارد .... را می توان مجاز دانست. در چنین مواردی برای هر آزمایش مقاومت کم تر از f_c' ، به مقدار تعیین شده برای پذیرش، سه عدد مغزه باید گرفته شود.

۹-۲۲-۱۱-۴-۳ مغزه های گرفته شده باید با توجه به شرایط بهره برداری از ساختمان نگهداری شده، به آزمایشگاه منتقل شده ومطابق ضوابط مرجع ..... آزمایش گردد. مغزه ها باید بین پنج روز پس از نگهداری در آب تا ۷ روز پس از مغزه گیری آزمایش شوند، مگر آن که روش دیگری توسط مهندس طراح دارای صلاحیت اجازه داده شود.

۹-۲۲-۱۱-۴-۴ بتن ناحیه ای که از آن مغزه گیری شده هنگامی قابل قبول تلقی می شود که شرایط (الف) و (ب) زیر تامین شده باشد:

الف- میانگین مقاومت سه مغزه حداقل $0.85f_{fc}'$ باشد.

ب- مقاومت هیچ یک از مغزه ها از $0.75f_c'$ کم تر نباشد.

۹-۲۲-۱۱-۴-۵ آزمایش مغزه های اضافی از مناطقی که نتایج آزمایش مغزه آن ها از آشفتگی برخورداراست مجاز می باشد.

۹-۲۲-۱۱-۴-۶ چنانچه ضوابط ارزیابی مقاومت سازه بر اساس نتایج آزمایش مقاومت مغزه ها برآورده نگردد و کفایت مقاومت سازه در ابهام باقی بماند، مرجع مسئول می تواند برای آن بخش تایید نشده سازه دستور ارزیابی مطابق فصل ۹-۲۳ یا هر دستور مقتضی دیگر را صادر نماید.

۹-۲۲-۱۲ ارزیابی و پذیرش فولاد

۹-۲۲-۱۲-۱ تواتر نمونه‌برداری

تعداد و تواتر نمونه‌ها باید به گونه‌ای باشد که نتایج آزمایش‌های انجام شده برروی آنها معرف کیفیت کل آرماتور مصرفی و حداقل به میزان ذکر شده در (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف) به ازای هر ۵۰۰۰۰ کیلوگرم وزن میلگرد و کسر آن یک سری نمونه

ب) از هر قطر یک سری نمونه

پ) از هر نوع فولاد یک سری نمونه

برروی هر سری نمونه باید آزمایش‌های مذکور در بند ۹-۲۲-۱۲-۲ انجام شود

۹-۲۲-۱۲-۲ ضوابط الزامی میلگردهای مصرفی در بتن

۹-۲۲-۱۲-۲-۱ مشخصات هندسی میلگردها

رواداری طول‌ها و قطرهای میلگردها و آج‌های میلگردهای آجدار باید مطابق با استاندارد ملّی ایران به شماره ۳۱۳۲ باشد.

ضوابط و الزامات قطر اسمی انواع میلگردهای ساده وآجدار، قطر زمینه میلگردهای آجدار(d1) یعنی قطر میلگرد آجدار بدون در نظر گرفتن آج آن و نیز قطر خارجی میلگردهای آجدار (d2)، یعنی قطر میلگرد با احتساب کامل آج آن مطابق جدول ۹-۲۲-۷ می‌باشد. سایر ویژگی‌های میلگردها باید مطابق با استانداردهای ملی مربوطه باشد.

۹-۲۲-۱۲-۲-۲ مشخصات مکانیکی میلگردها

میلگردها زمانی از نظر مکانیکی قابل قبول شناخته می‌شوند که یکی از شرایط بندهای شماره ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۱ یا ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۲ و به طور همزمان همه شرایط بندهای ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۳ و ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۴ و ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۵ که در ذیل می‌آیند برآورده نمایند:

۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۱ در تمامی ۵ آزمونه میلگرد انتخابی باید رابطه (۹-۱۰-۱) برقرار باشد:

$$(f_{y,obs})_i \geq f_{yk} \qquad i = ۱,...,۵ \qquad (۹-۲۲-۱)$$

۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۲ در صورتی که تمام یا بخشی از شرایط بند ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۱ برآورده نشود، ۵ آزمونه دیگر انتخاب می‌شود. نتایج ۱۰ آزمونه مذکور در بندهای ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۱ و ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۲ باید در رابطه (۹-۲۲-۲) صدق کند:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + ۰/۶s \qquad (۹-۲۲-۲)$$

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=۱}^{۱۰}(f_{y,obs,m})_i}{۱۰} \qquad (۹-۲۲-۳)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=۱}^{۱۰}\left[\left(f_{y,obs,m}\right) - (f_{y,obs})_i\right]^۲}{۹}} \qquad (۹-۲۲-۴)$$

جدول ۹-۲۲-۷ ضوابط و الزامات قطرهای: اسمی، زمینه و خارجی انواع میلگردها

قطر اسمی میلگردهای ۲۴۰ (d_b) (mm)	میلگردهای S۳۴۰ و S۴۰۰ (با آج دوکی)			میلگردهای S۳۴۰ و S۴۰۰ (با آج یکنواخت)			میلگردهای S۵۰۰ (با آج دوکی)		
	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	حداکثر ارتفاع برجستگی طولی (mm)	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	قطر خارجی (d_2) (mm)	قطر اسمی (d_b) (mm)	قطر زمینه (d_1) (mm)	قطر خارجی در بلندترین نقطه آج عرضی و یا آج طولی (d_2) (mm)
۶	۶	۵/۷۰	۰/۶	۶	۵/۷۵	۶/۷۵	–	–	–
۸	۸	۷/۶۰	۰/۸	۸	۷/۵۰	۹/۰۰	–	–	–
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱/۰	۱۰	۹/۳۰	۱۱/۳۰	–	–	–
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱/۲	۱۲	۱۱/۰۰	۱۳/۵۰	–	–	–
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱/۴	۱۴	۱۳/۰۰	۱۵/۵۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۵/۷۰
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱/۶	۱۶	۱۵/۰۰	۱۸/۰۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۸/۲۰
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱/۸	۱۸	۱۷/۰۰	۲۰/۰۰	۱۸	۱۷/۲۰	۲۰/۲۰
۲۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲/۰	۲۰	۱۹/۰۰	۲۲/۰۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۲/۲۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲/۲	۲۲	۲۱/۰۰	۲۴/۰۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۴/۲۰
۲۵	۲۵	۲۴/۰۳	۲/۵	۲۵	۲۴/۰۰	۲۷/۰۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۷/۲۰
۲۸	۲۸	۲۶/۹۰	۲/۸	۲۸	۲۶/۵۰	۳۰/۵۰	۲۸	۲۶/۸۰	۳۰/۸۰
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳/۲	۳۲	۳۰/۵۰	۳۴/۵۰	–	–	–
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳/۶	۳۶	۳۴/۵۰	۳۹/۵۰	–	–	–
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴/۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۳/۵۰	–	–	–

۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۳ در هر یک از آزمونه‌های مذکور در بندهای ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۱ و ۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۲ باید تمامی روابط زیر برقرار باشد:

$$f_{su} \geq ۱/۱۸(f_{y,obs})_i \qquad (۹-۲۲-۵)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq ۱/۲۵ f_{yk} \qquad (۹-۲۲-۶)$$

$$\left|(f_{y,obs})_i - f_{yk}\right| \leq ۱۲۵MPa \qquad (۹-۲۲-۷)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq ۱/۲۵(f_{y,obs})_i \qquad (۹-۲۲-۸)$$

۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۴ به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، ازدیاد طول نسبی دو طول معیار، یکی به طول ۱۰ برابر و دیگری به طول ۵ برابر قطر میلگرد (یعنی $\varepsilon_{۱۰}$ و $\varepsilon_{۵}$) باید حداقل برابر با مقادیر مندرج در جدول ۹-۲۲-۸ باشد.

جدول ۹-۲۲-۸ حداقل مجاز ازدیاد طول نسبی میلگردهای فولادی در آزمایش کشش

رده فولاد / ازدیاد طول نسبی	S۲۴۰	S۳۴۰	S۴۰۰	S۵۰۰
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۱۰}$	۰/۱۸	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۰۸
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۵}$	۰/۲۵	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۰

۹-۲۲-۱۲-۲-۲-۵ به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، میلگردها باید با مشخصات و اندازه‌های مندرج در جدول ۹-۲۲-۹ تحت آزمون خمش قرار گیرند.

جدول ۹-۲۲-۹ زاویه خمش و نسبت قطر خمش به قطر اسمی میلگردها در آزمایش خمش میلگردهای فولادی

رده	زاویه خمش (درجه)		نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد
	خمش سرد	خمش مجدد	
S۲۴۰	۱۸۰	۹۰	۲
S۳۴۰	۱۸۰	۹۰	۳
S۴۰۰	۱۸۰	۹۰	۵
S۵۰۰	۹۰	۹۰	۵

آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد صورت می‌گیرد.

آزمون خمش سرد بر روی نمونه‌هایی با طول حداقل ۲۵۰ میلی‌متر که مستقیماً از خط تولید به دست آمده و هیچ‌گونه عملیات مکانیکی (از جمله تراشکاری) بر روی آن اعمال نشده است انجام
می‌شود. روش آزمون خمش سرد مطابق استاندارد ملّی ایران صورت می‌گیرد.

در آزمون خمش مجدد، نمونه‌های آزمون که مشابه نمونه‌های خمش سرد است، به میزان ۹۰ درجه در دمای محیط خم و سپس نمونه به مدت حداقل نیم ساعت تا دمای ۱۰۰ درجه سلسیوس گرم می‌شود. پس از آنکه نمونه سرد شده و به دمای محیط رسید آن را با نیروی پیوسته و یکنواخت، به میزان ۲۰ درجه برمی‌گردانند.

میلگرد زمانی از نظر هر یک از آزمون‌های خمش قابل قبول تلقی می‌گردد که پس از خمش، هیچ گونه ترک، شکستگی یا سایر عیوب (مطابق استانداردهای ملّی مربوطه) درآن ایجاد نگردد و مشاهده نشود.

۹-۲۲-۱۲-۳ سایر مشخصات

۹-۲۲-۱۲-۳-۱ در صورتی که قرار است در میلگردها از وصله جوشی استفاده شود، باید این میلگردها تحت آزمایش جوش پذیری قرار گیرند. در این آزمایش نمونه‌های جوش شده باید تحت آزمایش کشش و خمش قرار گیرند.

در آزمایش کشش، زمانی میلگرد از نظر جوش‌پذیری قابل قبول تلقی می‌گردد که مقطع گسیخته شده، در محل جوش یا در مجاورت آن نباشد. درآزمایش خمش، زمانی میلگرد از نظر جوش پذیری قابل قبول تلقی می‌گردد که پس از خم کردن، ترکی در منطقه جوش شده و خود جوش به وجود نیاید.

۹-۲۲-۱۲-۳-۲ در مورد میلگردهایی که تاحد پوسته شدن زنگ زده باشند، به ویژه میلگردهایی که به طور موضعی و عمیق دچار خوردگی شده باشند باید پس از ماسه پاشی، آزمایش‌های (الف) و (ب) بر روی نمونه‌های آنها انجام شود:

الف) آزمایش و کنترل مجدد موارد مذکور در بند ۹-۲۲-۱۲-۲

ب) اندازه‌گیری مجدد قطر اسمی میلگردها و مطابقت آن با رواداری‌های مذکور در استاندارد ۳۱۳۲ ملّی ایران

در صورتی که میلگردهای پوسته شده ضوابط (الف) و (ب) را برآورده نسازند، غیر قابل قبول تلقی می‌شوند.

۹-۲۲-۱۲-۳-۳ میلگردهایی که دچار خم و اعوجاج شدید شده‌اند، فقط هنگامی قابل مصرف و قبول می‌باشند که مجدداً تحت آزمایش خمش قرارگرفته و ضوابط مزبور را برآورده سازند.

۹-۲۲-۱۳ بازرسی

۹-۲۲-۱۳-۱ کلیات

۹-۲۲-۱۳-۱-۱ عملیات ساخت سازه های بتنی باید مطابق ضوابط این قسمت مورد بازرسی قرار گیرد. بازرسی در هر مرحله از کارباید تحت نظارت مهندس طراح دارای صلاحیت یا بازرس واجد شرایط انجام شود.

۹-۲۲-۱۳-۱-۲ مهندس طراح دارای صلاحیت یا فردی تحت نظارت او و یا بازرس واجد شرایط باید عملیات را، مطابق مدارک ساخت، تایید نماید.

۹-۲۲-۱۳-۱-۳ در بازرسی مداوم ساخت قاب های خمشی ویژه، بازرسان واجد شرایط، تحت نظر مهندس طراح دارای صلاحیت که مسئولیت طراحی سازه را برعهده دارد، یا تحت نظر مهندس طراح دارای صلاحیت که توانائی سرپرستی بازرسی این اجزا را دارد، بایدآرماتور گذاری و بتن ریزی را بازرسی نمایند.

۹-۲۲-۱۳-۲ گزارش های بازرسی

۹-۲۲-۱۳-۲-۱ گزارش های بازرسی، با ید موارد بازرسی شده را در هر مرحله از ساخت، زیر نظر مهندس طراح دارای صلاحیت یا فردی تحت مهندس طراح دارای صلاحیت و یا بازرس واجد شرایط، تهیه گردد.

۹-۲۲-۱۳-۲-۲ گزارش های بازرسی، با ید موارد (الف) تا (ت) را مستند نماید:

الف- پیشرفت کلی کار

ب- هرنوع بارقابل ملاحظه حین ساخت که بر کف ها، دیوارها یا اعضاء دیگروارد شده است.

پ- زمان و تاریخ مخلوط، مقادیرو نسبت های مواد استفاده شده در بتن، موقعیت تقریبی بتن ریزی در سازه و نتایج آزمایش خواص بتن تازه و سخت شده برای انواع مخلوط بتن که به کار رفته است.

ت- دمای بتن و محافظت در نظر گرفته شده برای بتن در هنگام جادادن و عمل آوردن آن در مواقعی که دمای محیط کم تر از ۴ درجه و یا بیش تر از ۳۵ درجه ساسیوس می باشد.

۹-۲۲-۱۳-۲-۳ در مواردی که از آرماتورهای آج دار نوع ..... برای مقابله با خمش، نیروی محوری یا هردوی آنها در سیستم های لرزه ای ویژه نظیر قاب های خمشی ویژه، دیوار های سازه ای ویژه و اجزاء دیوارهای سازه ای ویژه مانند تیرهای هم بند و اعضاء لبه دیوار ها استفاده می شود،گزارش های آزمایش میلگرد باید انطباق مشخصات آن ها را با ضوابط بند ..... تایید نماید.

۹-۲۲-۱۳-۳ عملیات مورد بازرسی

۹-۲۲-۱۳-۳-۱ عملیاتی که باید مورد بازرسی و تایید قرار گیرند، به صورت مداوم یا در فواصل تعیین شده زمانی، به شرح موارد بندهای ۹-۲۲-۱۳-۳-۲ و ۹-۲۲-۱۳-۳-۳ می باشند.

۹-۲۲-۱۳-۳-۲ عملیات نیازمند بازرسی مداوم به شرح بند های (الف) تا (پ) زیرند:

الف- بتن ریزی و جا دادن بتن

ب- کاشتن مهاری های همراه با چسب در جهت افقی یا متمایل به سمت بالا برای مقابله با کشش دائم مطابق بند..... و نیز در مواردی که ارزیابی مهاری طبق استاندارد ..... ضرورت دارد.

پ- آرماتور گذاری در قاب های خمشی شکل پذیر

۹-۲۲-۱۳-۳-۳ عملیات نیازمند بازرسی در فواصل تعیین شده زمانی به شرح بند های (الف) تا (ث) زیرند:

الف- آرماتورگذاری، نصب قطعات مدفون در بتن

ب - روش عمل آوردن بتن و مدت آن برای هر یک از اعضاء

پ- بر پا کردن و برداشتن قالب ها و پایه های موقت بعدی آنها

ت- توالی نصب قطعات پیش ساخته و اتصال آنها به یکدیگر، در مواردی که از این قطعات استفاده می شود

ث- نصب مهاری های درون بتن درجا، نصب مهاری های باز شونده و مهاری های زیر چاک مطابق بند..... در بتن سخت شده

ج- نصب مهاری های همراه با چسب که برای آن ها مطابق بند ..... بازرسی خواسته نشده و یا شرط ارزیابی مهاری مطابق بند ..... قید نشده است.

۹-۲۳ ارزیابی مقاومت سازه های موجود

۹-۲۳-۱ گستره

۹-۲۳-۱-۱ ضوابط این فصل در مورد ارزیابی مقاومت سازه های موجود، با استفاده از روش تحلیلی یا آزمایش بارگذاری به کار می‌روند.

۹-۲۳-۲ کلیات

۹-۲۳-۲-۱ چنانچه در مورد برآورده شدن ضوابط ایمنی این آیین نامه، در یک قسمت یا تمامی یک سازه تردید وجود داشته و سازه باید تحت بارگذاری باقی بماند، ارزیابی مقاومت باید به ترتیبی که مهندس طراح دارای صلاحیت مقرر می کند انجام پذیرد.

۹-۲۳-۲-۲ اگر تاثیر کمبود مقاومت به خوبی شناخته شده و اندازه گیری ابعاد و تعیین خصوصیات ماده‌ای اعضا که برای تحلیل مورد نیاز هستند، امکان پذیر باشد، ارزیابی تحلیلی مقاومت بر اساس چنین اطلاعاتی مجاز خواهد بود. در این ارتباط داده‌های مورد نیاز باید بر اساس بند ۹-۲۳-۳ تعیین شود.

۹-۲۳-۲-۳ اگر تاثیر کمبود مقاومت به خوبی شناخته نشود و یا اندازه گیری ابعاد و تعیین خصوصیات ماده‌ای اعضا که برای تحلیل مورد نیاز هستند، امکان پذیر نباشد، یک آزمایش بارگذاری بر اساس بند ۹-۲۳-۴ مورد نیاز خواهد بود.

۹-۲۳-۲-۴ اگر تردید در مورد مقاومت یک قسمت یا تمام یک سازه، احتمال زوال آتی آن را بدهد و اگر پاسخ مشاهده شده در طی آزمایش بارگذاری، معیارهای پذیرش را مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵ برای آزمایش بارگذاری انتخاب شده برآورده سازد، سازه و یا آن قسمت از سازه می تواند برای یک دوره زمانی مشخص شده با مجوز مهندس طراح داری صلاحیت مورد بهره برداری قرار گیرد. چنانچه مهندس طراح دارای صلاحیت ضروری بداند، سازه باید بصورت ادواری مورد ارزیابی مجدد قرار گیرد.

۹-۲۳-۲-۵ اگر سازه مورد بررسی شرایط یا معیارهای بندهای ۹-۲۳-۳ یا ۹-۲۳-۴-۵ را برآورده نکند، در صورت تأیید مهندس طراح دارای صلاحیت، بر اساس نتایج آزمایش بارگذاری یا نتایج تحلیل، استفاده از سازه در سطح بار پایین‌تر مجاز است.

۹-۲۳-۳ ارزیابی مقاومت به روش تحلیلی

۹-۲۳-۳-۱ تعیین وضعیت موجود سازه

۹-۲۳-۳-۱-۱ ابعاد چون ساخت اعضای سازه ای باید در محل مقاطع بحرانی تعیین و یا تایید شوند.

۹-۲۳-۳-۱-۲ موقعیت و اندازه‌ی میلگردها باید با اندازه گیری تعیین شود. اگر موقعیت میلگردها در محل در نقاط خاصی صحت سنجی شده و اطلاعات روی نقشه‌ها تایید شود، منظور نمودن موقعیت آرماتورها در همه جا مبتنی بر نقشه‌های موجود مجاز خواهد بود.

۹-۲۳-۳-۱-۳ در صورت نیاز، یک f'_c معادل بر اساس نتایج تحلیل آزمایش‌های استوانه‌ای از زمان ساخت اصلی، و یا آزمایش های مغزه هایی که از قسمتی از سازه که مقاومت آن مورد تردید است گرفته شده، و یا هر دو مورد تخمین زده می‌شود.

۹-۲۳-۳-۱-۴ روش مغزه گیری و آزمایش مغزه ها باید مطابق استاندارد ملی شماره ۱۲۳۰۶ ایران «تهیه و آزمون نمونه های مغزه گیری شده و تیرهای اره شده بتنی» باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۵ خصوصیات آرماتورها باید بر اساس آزمایش‌های کششی قطعی مستند در حین اجرا، و یا آزمایش‌های جدید از نمونه‌هایی که از داخل سازه تهیه شده، و یا نمونه‌هایی که نماینده‌ی میلگرد داخل سازه هستند، تعیین گردد.

۹-۲۳-۳-۲ ضرایب کاهش مقاومت

۹-۲۳-۳-۲-۱ در صورتیکه ابعاد قطعات، موقعیت و اندازه میلگردها و خصوصیات مصالح مصرفی مطابق بند۹-۲۳-۳-۱تعیین شده باشند، می توان مقادیر ضرایب کاهش مقاومت، $\emptyset$ را که در این آیین نامه ذکر شده اند افزایش داد ولی این ضرائب نباید از محدوده مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۲۳-۱ بیشتر باشند:

جدول شماره **۹-۲۳-۱** حداکثر مجاز ضرائب کاهش مقاومت

حداکثر مجاز $\emptyset$	میلگرد عرضی	طبقه بندی	مقاومت
۱/۰	همه حالات	کشش-کنترل	خمش، نیروی محوری یا هر دو
۰/۹	دورپیچ‌ها (۱)	فشار-کنترل	
۰/۸	سایر موارد		
۰/۸			برش، پیچش یا هر دو
۰/۸			اتکایی

(۱) دور پیچ ها باید ضوابط بندهای۹-۱۲-۶-۶ ، ۹-۴-۸ و ۹-۲۱-۶-۳ را برآورده نمایند.

۹-۲۳-۴ ارزیابی مقاومت به روش آزمایش بارگذاری

۹-۲۳-۴-۱ کلیات

۹-۲۳-۴-۱-۱ آزمایش‌های بارگذاری باید به نحوی انجام شوند که امنیت جانی افراد و ایمنی سازه در ضمن آزمایش تأمین شوند.

۹-۲۳-۴-۱-۲ ملاحظات ایمنی نباید در انجام صحیح آزمایش‌های بارگذاری دخالت کنند یا بر نتایج آن اثر بگذارند.

۹-۲۳-۴-۱-۳ قسمتی از سازه که مورد آزمایش بارگذاری قرار می‌گیرد، باید حداقل ۵۶ روز سن داشته باشد، در صورت موافقت کارفرما، پیمانکار، مهندس طراح دارای صلاحیت و تمامی گروه‌های مرتبط، انجام آزمایش زودتر از این زمان مجاز خواهد بود.

۹-۲۳-۴-۱-۴ اعضای پیش ساخته که با بتن در جا به صورت مرکب عمل خواهند کرد، می توانند به تنهائی، تحت بارگذاری آزمایش خمش مطابق بندهای الف و ب زیر قرار گیرند:

الف- بارهای آزمایش باید فقط وقتی اعمال شوند که محاسبات نشان دهند عضو پیش ساخته، به طور مجزا، در اثر فشار یا کمانش گسیخته نمی شود.

ب- مقدار بار آزمایش وقتی به عضو پیش ساخته، به تنهائی وارد می شود، باید چنان باشد که نیروی وارد به آرماتورهای کششی آن، معادل همان نیروئی باشد که در حالت عملکرد مرکب، به ازای بارگذاری مطابق بند ۹-۲۳-۴-۲، به آن آرماتورها وارد می شود.

۹-۲۳-۴-۲ نحوه اعمال بارهای آزمایشی و ضرائب تشدید بارها

۹-۲۳-۴-۲-۱ چیدمان‌های بار آزمایش باید چنان انتخاب شود که تغییر مکان‌ها، آثار بارها و تنش ها در نواحی بحرانی اعضای مورد بررسی، حداکثر باشند.

۹-۲۳-۴-۲-۲ کل بار آزمایش، T_t، شامل بار مرده‌ای که از پیش در محل قرار دارد، باید حداقل برابر با بزرگ‌ترین مقادیر الف، ب و ج زیر باشد:

$$T_t=1.0D_w+1.1D_s+1.6L+0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad \text{(۹-۲۳-۱ الف)}$$

$$T_t=1.0D_w+1.0D_s+1.0L+1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad \text{(۹-۲۳-۱ ب)}$$

$$T_t=1.3(D_w+D_s) \qquad \text{(۹-۲۳-۱ ج)}$$

۹-۲۳-۴-۲-۳ مقدار بار زنده L، در بند ۹-۲۳-۴-۲-۲ را می‌توان با رعایت ضوابط عمومی کاهش سربار، بر اساس بخش ۹-۷-۳-۲ کاهش داد.

۹-۲۳-۴-۲-۴ ضریب بار زنده L در رابطه (۹-۲۳-۱ب) در صورتیکه بار زنده کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، به استثناء پارکینگ‌ها و فضاهای اجتماع عمومی، می‌تواند برابر ۰/۴۵ در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۴-۳ اعمال بارهای آزمایش

۹-۲۳-۴-۳-۱ کل بار آزمایش باید حداقل در چهار مرحله، با افزایش تقریباً یکسان در هر مرحله، بدون وارد کردن ضربه به سازه اعمال شود.

۹-۲۳-۴-۳-۲ بار یکنواخت آزمایش باید به نحوی وارد شود که از توزیع یکنواخت بار انتقال یافته به سازه یا قسمتی از سازه که مورد آزمایش است، اطمینان حاصل شود. باید از قوسی شدن قطعات مجزای بارگذاری جلوگیری شود.

۹-۲۳-۴-۳-۳ پس از اعمال مرحله نهایی بار، T_t، باید به مدت حداقل ۲۴ ساعت روی سازه باقی بماند؛ مگر اینکه علائمی از آسیب، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵ در سازه مشاهده شود.

۹-۲۳-۴-۳-۴ پس از اینکه کلیه اندازه گیری های مربوط به پاسخ سازه انجام گرفت، کل بار آزمایش باید در کوتاه‌ترین زمان ممکن برداشته شود.

۹-۲۳-۴-۴ اندازه گیری پاسخ سازه

۹-۲۳-۴-۴-۱ اندازه گیری پاسخ سازه مانند تغییر شکل، کرنش، لغزش و عرض ترک باید در ناحیه‌هایی که انتظار بروز حداکثر آنها می‌رود، انجام پذیرد. در صورت نیاز می توان اندازه‌گیری‌های بیشتری انجام داد.

۹-۲۳-۴-۴-۲ مقدار اولیه‌ی اندازه‌گیری‌های پاسخ مورد نظر باید حداکثر یک ساعت قبل از اعمال اولین مرحله بار ثبت شود.

۹-۲۳-۴-۴-۳ پس از وارد شدن هر مرحله از بار و پس از اینکه کل بار برای مدت ۲۴ ساعت به سازه وارد شد، باید مجموعه‌ای از اندازه‌گیری‌های پاسخ سازه انجام پذیرد.

۹-۲۳-۴-۴-۴ مجموعه‌ای از اندازه‌گیری‌های پاسخ نهایی سازه باید ۲۴ ساعت پس از برداشتن کل بار انجام گیرد.

۹-۲۳-۴-۵ معیارهای پذیرش

۹-۲۳-۴-۵-۱ در آن قسمت از سازه مورد آزمایش، نباید آثاری از جدا شدن بتن یا خرد شدن آن و یا علائم دیگری از گسیختگی مشاهده شود.

۹-۲۳-۴-۵-۲ اعضای مورد آزمایش نباید ترک های نشان دهنده قریب الوقوع بودن گسیختگی برشی را دارا باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۳ در ناحیه‌هایی از اعضای سازه‌ای که فاقد میلگرد عرضی هستند، ترک‌های سازه‌ای مورب نسبت به محور طولی عضو با تصویر افقی بزرگ‌تر از عمق آن، باید مورد بررسی قرار گیرد.

در اعضای با ارتفاع متغیر، ارتفاع عضو باید در وسط طول ترک اندازه گیری شود.

۹-۲۳-۴-۵-۴ در نواحی مهاری و وصله های پوششی میلگرد، ترک‌های مورب کوتاه و یا ترک‌های افقی در طول مسیر میلگردها باید مورد ارزیابی قرار گیرند.

۹-۲۳-۴-۵-۵ تغییر مکانهای اندازه گیری شده باید شرط زیر را برآورده نمایند:

$$\Delta_r \leq \Delta_1/4 \qquad (۹-۲۳-۲)$$

در این روابط:

Δ_r تغییر مکان پس ماند برحسب میلی متر است که ۲۴ ساعت پس از برداشتن بار آزمایش اندازه گیری می‌شود. برای آزمایش بارگذاری اول، تغییر مکان پس ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش اندازه گیری می شود.

Δ_1 حداکثر تغییر مکان، در آزمایش بارگذاری اول برحسب میلی متر است، که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه گیری می شود می باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۶ در صورتیکه حداکثر تغییرمکان اندازه گیری شده، Δ_1، از بزرگترین مقادیر ۱/۳ میلیمتر و $l_t/2000$ تجاوز ننماید، می‌توان ضابطه برگشت تغییر مکان مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۵ را نادیده گرفت.

۹-۲۳-۴-۵-۷ بخش‌هایی از سازه که مورد آزمایش مجدد قرار می‌گیرند، به شرطی قابل پذیرش است که رابطه زیر برقرار باشد. برای آزمایش بارگذاری دوم، تغییر مکان پس ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش دوم اندازه‌گیری می‌شود.

$$\Delta_r \leq \Delta_2/5 \qquad (۹-۲۳-۳)$$

Δ_2 حداکثر تغییر مکان، در آزمایش بارگذاری دوم است، که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایش اندازه‌گیری می‌شود.. این تغییر مکان نسبت به وضعیت سازه، در شروع آزمایش بارگذاری دوم اندازه‌گیری می‌شود.

۹-پ-۱ دوام بتن وآرماتور

۹-پ-۱-۱ گستره

الزامات مربوط به دوام بتن وآرماتور مندرج در این پیوست باید در طراحی سازه های بتن مسلح با توجه به شرایط محیطی اثر گذار در نظر گرفته شود. شرایط محیطی مورد نظر در این پیوست عبارتند از محیط های دارای یون های کلرید و گاز کربنیک که سبب خوردگی آرماتور ها می شود، محیط های دارای یون های سولفات که سبب خرابی بتن می شوند، پدیده واکنش قلیایی سنگدانه ها و خرابی در بتن، تناوب یخ زدن-آب شدن و تخریب بتن وعوامل سایش و فرسایش دهنده بتن.

۹-پ-۱-۱-۱ تعریف دوام

دوام یا پایایی بتن ساخته شده از سیمان هیدرولیکی و مواد سیمانی به عملکرد بتن در برابر عوامل جوی، حملات شیمیایی، سایش، فرسایش و هرگونه فرآیند منجر به زوال و خرابی نسبت داده می‌شود. اگر بتن بتواند در برابر شرایط محیطی مندرج در بند ۹-پ-۱-۱ شکل، حدّاقل کیفیت قابل قبول اولیه و الزامات شرایط بهره‌برداری را تامین کند، بتن بادوام است.

۹-پ۱-۱-۲ دسته‌بندی شرایط محیطی

در جدول ۹-پ-۱-۱ دسته بندی شرایط محیطی ارائه شده است.

جدول **۹-پ-۱-۱** دسته بندی شرایط محیطی از دیدگاه دوام بتن

ردیف	رده‌بندی	رده مشخصه	توصیف شرایط	نمونه‌هایی از شرایط محیطی مشابه با رده‌بندی
۱	خطر خوردگی یا حملات شیمیایی وجود ندارد	X0	بتن غیر مسلح یا سایر فلزات مدفون در بتن: تمام شرایط محیطی به غیر از شرایطی که در آن پدیده‌های یخ زدن- آب شدن، سایش یا حملات شیمیایی ایجاد شود.	--
			برای بتن مسلح: خیلی خشک	- بتن در داخل ساختمان‌ها با رطوبت بسیار کم
۲	خوردگی ناشی از یون‌های کلرید به غیر از آب دریای شور (بتن دارای میلگرد یا سایر فلزات مدفون که در تماس با آب حاوی یون‌های کلرید می‌باشند که شامل نمک‌های یخزدا بوده ولی منبعی غیر از آب دریای شور دارند)	XCD1	رطوبت متوسط	- سطوح بتنی در معرض یون‌های کلرید موجود در هوا
		XCD2	مرطوب، به ندرت خشک	- استخر شنا
		XCD3	بتن مسلح در تماس مستقیم با خاک آلوده به یون کلرید	- قسمت‌هایی از ساختمان که در تماس با خاک مهاجم است و در زیر سطح آب زیرزمینی واقع شده است (آب براحتی می تواند از سطح به داخل نفوذ پیدا کند)
		XCD4	چرخه‌های تر و خشک شدن	- بخش‌هایی از ساختمان که در معرض پاشش کلریدی قرار دارد، - روسازی‌های محوطه ساختمان‌ها، - دال پارکینگ‌ها
۳	خوردگی ناشی از یون‌های کلرید آب دریای شور (بتن دارای میلگرد یا سایر	XCS1	بتن مسلح در معرض نمک‌های کم موجود در هوا و خیلی دور از دریا	- ساختمان‌های دور از ساحل

	فلزات مدفون که در تماس با یون‌های کلرید ناشی از آب دریا یا نمک‌های موجود در هوا)	XCS2	بطور دائم غرقاب یا درون خاک آب دار یا مرطوب	- بخش‌هایی از ساختمان‌های دریایی که در آب دریا قرار دارند. - بخش هایی از سازه که در خاک ساحلی یا پایین تر از سطح کف دریا قرار دارند.
		XCS3	بتن مسلح در معرض نمک‌های زیاد موجود در هوا و بدون تماس مستقیم با آب دریا یا پاشش	- ساختمان های نزدیک ساحل
		XCS4	نواحی در معرض پاشش و جزر و مد	- بخش‌هایی از ساختمان‌های دریایی در معرض پاشش و جزر و مد
۴	خوردگی ناشی از کربناته شدن	XCA1	شرایط خشک یا همیشه مرطوب	- سطوح بتن مسلح و یا حاوی فولاد پیش تنیده که در محوطه بسته داخلی سازه قرار دارد، به استثنای محیط های داخلی سازه که رطوبت بالایی دارند. - سطوح بتنی حاوی میلگرد و فولاد پیش تنیده که همواره درون آب بدون عوامل آسیب‌رسان مغروق باشد.
		XCA2	شرایط غالباً مرطوب و به ندرت خشک	- سطوح بتن مسلح که در طولانی مدت در معرض آب باشد همچون بسیاری از پی‌ها.
		XCA3	شرایط با رطوبت محیطی متوسط	- سطوح خارجی بتن مسلح که توسط سایبان از بارش مستقیم باران مصون هستند. - سطح بتن مسلح حاوی میلگرد یا فولاد پیش‌تنیده که در معرض رطوبت زیاد هستند همچون محیط حمام و آشپزخانه. بتن در مناطق گرم و خشک و کلان‌شهرها
		XCA4	چرخه‌های تر و خشک شدن	- سطوح بتن مسلح حاوی میلگرد یا فولاد پیش‌تنیده که در معرض چرخه‌های تر و خشک شدن هستند.
۵	بتن در معرض دوره‌های یخ‌زدن و آب شدن و در محیط مرطوب قرار دارد	XFT0	درجه اشباع کم	- احتمال چند چرخه یخ زدن و آب شدن محدود در سال وجود دارد.
		XFT1	درجه اشباع متوسط احتمال حضور نمک های یخ‌زدا وجود ندارد.	- احتمال چرخه یخ زدن و آب شدن وجود دارد. بعنوان مثال این چرخه ها دراجزاء قائم رخ می دهد.
		XFT2	درجه اشباع زیاد احتمال حضور نمک های یخ زدا وجود تدارد.	- احتمال چرخه یخ زدن و آب شدن وجود دارد. بعنوان مثال این چرخه ها دراجزاءافقی رخ می دهد.
		XFT3	درجه اشباع زیاد با حضور نمکهای یخ زدا	- چرخه های یخ زدن و آب شدن در اجزا ی مختلف رخ می دهد. بعنوان مثال این چرخه ها درمناطق پاششی رخ می دهد.
۶	بتن در معرض حملات سولفاتی قرار دارد (اما یون کلرید قابل توجهی وجود ندارد)	XS1	احتمال حملات سولفاتی متوسط	- بخش‌هایی از سازه بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.
		XS2	احتمال حملات سولفاتی شدید	- بخش‌هایی از سازه بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.

		XS3	احتمال حملات سولفاتی خیلی شدید	- بخش‌هایی از سازه بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.
۷	بتن در شرایط بروز واکنش قلیایی - سنگدانه قرار دارد	XAS1	واکنش ناشی از سنگدانه‌های سیلیسی	- بخش‌هایی از سازه بتنی که ممکن است با سنگدانه‌های سیلیسی واکنش‌زا و سیمان پر قلیا ساخته شده و دارای رطوبت باشند.
		XAS2	واکنش ناشی از سنگدانه های کربناتی	- بخش‌هایی از سازه بتنی که ممکن است با سنگدانه‌های کربناتی واکنش‌زا و سیمان پر قلیا ساخته شده و دارای رطوبت باشند.

۹-پ-۱-۲-الزامات برای بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید

۹-پ-۱-۲-۱ ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن

در جدول ۹-پ-۱-۲، ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن برای شرایط محیطی در معرض یون‌های کلرید ارائه شده است.

جدول ۹-پ-۱-۲ ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن برای شرایط محیطی در معرض یون‌های کلرید

طبقه بندی	دسته‌بندی	نوع سیمان انتخابی	حداقل مقدار مواد سیمانی kg/m^3	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	حداقل رده بتن (مقاومت مشخصه)
۱	XCD1	سیمان پرتلند[۱] نوع (۱) و (۲) و CEM I – SR10 و سایر سیمان‌های آمیخته [۲]	۳۲۵	۰/۵	C30
۲	XCS1 XCD2	سیمان پرتلند[۱] نوع (۱) و (۲) و CEM I – SR10 و سایر سیمان‌های آمیخته[۲]	۳۲۵	۰/۴۵	C35
۳	XCS2 XCD3	سیمان پرتلند[۱] نوع (۱) و (۲) و CEM I – SR10 با مواد پوزولانی یا سرباره یا سیمان‌های آمیخته[۲]	۳۵۰	۰/۴۰	C35
۴	XCD4 XCS3	سیمان پرتلند[۱] نوع (۱) و (۲) و CEM I – SR10 با مواد پوزولانی یا سرباره یا سیمان‌های آمیخته[۲]	۳۷۵	۰/۳۷	C40

جدول ۹-پ-۱-۳ حداکثر مجاز یون‌های‌کلرید در بتن مسلح از نظر خوردگی فولاد برای ساخت جدید

نوع عضو بتنی	نسبت کلرید به مواد سیمانی بر حسب درصد وزنی	
	قابل حل در آب طبق استاندارد ملی ایران به شماره ۸۹۴۷	قابل حل در اسید طبق استاندارد ملی ایران به شماره ۸۹۴۶
بتن پیش تنیده*	۰/۰۶	۰/۰۸

بتن آرمه ای که در زمان بهره برداری در معرض رطوبت و کلریدها قرار گیرد مطابق رده **XCS3 , XCS4**.	۰/۰۸	۰/۱
بتن آرمه ای که در زمان بهره برداری در معرض رطوبت و کلریدها قرار گیرد مطابق رده **XCS1 , XCS2**.	۰/۱	۰/۱۳
بتن آرمه ای که در زمان بهره برداری در معرض رطوبت بدون تماس با یون‌های کلرید باشد.	۰/۱۵	۰/۲۰
بتن آرمه ای که در زمان بهره برداری در حالت خشک باشد یا از رطوبت محافظت شود.	۰/۳۰	۰/۴۰
***- این الزامات با فرض قرارگرفتن در شرایط رده **XCS4**، **XCS3** در نظر گرفته شده است، بدیهی برای شرایط رویاروئی ملایم تر می توان از مقادیر ردیف بعدی استفاده کرد.		

جدول۹ پ-۱-۴- مقادیر مجاز مشخصه از آزمایش‌های نفوذپذیری بتن مسلح برای اعمال دوام در شرایط محیطی

طبقه بندی / آزمایش	محدوده مجاز مشخصه			
	۱	۲	3	4
	شرایط **XCD1**	شرایط **XCS1**، **XCS2**،	شرایط **XCD2**، **XCD3**	شرایط **XCS3**، **XCD4**، **XCS4**
۱- جذب آب نیم‌ساعته (در سن ۲۸ روز) Water absorption test BS 1881, Part 122,	حداکثر ۳/۵ درصد	حداکثر ۳ درصد	حداکثر ۲/۵ درصد	حداکثر ۲ درصد
۲- عمق نفوذ آب تحت فشار (در سن ۲۸ روز) INSO 3201-5	حداکثر ۶۰ میلیمتر	حداکثر ۴۵ میلیمتر	حداکثر ۳۰ میلیمتر	حداکثر ۲۰ میلیمتر
۳- نفوذپذیری کلرید به روش تسریع شده [۱] RCPT (در سن ۲۸ روز) INSO 20793	-	حداکثر ۳۵۰۰ کلمب	حداکثر ۲۵۰۰ کلمب	حداکثر ۱۵۰۰ کلمب
۴- مهاجرت کلرید RCMT (در سن ۲۸ روز) **روش الف** INSO 21479 **روش ب** INSO 21479	- -	حداکثر 0.045 (mm/v.h) حداکثر $18 * 10^{-12}$ (m^2/s)	حداکثر 0.03 (mm/v.h) حداکثر $12 * 10^{-12}$ (m^2/s)	حداکثر 0.02 (mm/v.h) حداکثر $8 * 10^{-12}$ (m^2/s)
۵- مقاومت الکتریکی چهار نقطه‌ای ونر (سن ۲۸ روز) [۲] (اهم-متر) AASHTO T 358-	حداقل ۷۵	حداقل ۱۰۰	حداقل ۱۵۰	حداقل ۲۰۰
۶- هدایت الکتریکی [۲] (در سن ۲۸ روز) حداکثر، (mS/m) ASTM C1760	۲۰	۱۵	۱۰	۷/۵

۱- مقاومت های الکتریکی چهار نقطه ای ونر برای آزمونه های استوانه ای ۱۵۰*۳۰۰ میلیمتر داده شده است، در صورتی که از استوانه ۱۰۰*۲۰۰ میلیمتر استفاده گردد معیارهای مندرج در جدول باید در ۱/۲۵ ضرب گردد.

۲- مقاومت الکتریکی حجمی، با هدایت الکتریکی بتن (ردیف۶) رابطه معکوس دارد. بنابراین چنانچه معکوس هدایت الکتریکی در عدد ۱۰۰۰ ضرب شود، مقدار مقاوت الکتریکی حجمی بتن بر حسب اهم – متر بدست می آید و معمولاً در حدود دو سوم مقاومت الکتریکی چهار نقطه ای ونر است.

تذکرات مهم:

سن آزمایشهای فوق ۲۸ روز در نظر گرفته شده است، چنانچه از سیمان های آمیخته یا مواد پودری معدنی جایگزین سیمان به جز دوده سیلیس استفاده شود اجازه داده می شود با نظر نگارنده مشخصات فنی پروژه، با توجه به میزان کندی پیشرفت هیدراته شدن مواد مکمل سیمان، آزمایش های فوق در سن ۵۶ یا ۹۰ روز انجام شود و از معیارهای مربوط به ۲۸ روز استفاده گردد تا اطمینان بیشتری بوجود آید.

- انجام آزمایش‌های شماره ۱ یا ۲ (جذب آب و نفوذ آب) برای طرح مخلوط به همراه دو آزمایش از دیف های ۳ تا ۶ در شرایط رویاروئی ستون های ۲، ۳ و ۴ الزامی است. در مورد ستون ۱ علاوه بر آزمایش های ردیف ۱ یا ۲ صرفاً یک آزمایش از ردیف های ۵ و ۶ لازم است انجام شود.
- در رابطه با کنترل بتن در کارگاه انجام آزمایش ردیف ۱ به همراه یکی از آزمایش های ردیف های ۳ تا ۶ ضرورت دارد. در مورد شرایط رویاروئی شرایط ۱، صرفا می توان از آزمایش ردیف ۱ استفاده نمود هر چند توصیه می شود از یکی از آزمایش های ۵ یا ۶ نیز انجام شود. در شرایط جزر و مد یا پاشش آب دریا و یا تا فاصله ۱۰۰۰ متری از ساحل، آزمایش ردیف ۱ به همراه دو آزمایش از بین آزمایش های ردیف ۳ تا ۶ اجباری است.

۹-پ-۱-۲-۲ مقدار مجازیون‌های کلرید در بتن

۹-پ-۱-۲-۲-۱ به منظور حفاظت میلگردها در برابر خوردگی، حداکثر کلرید قابل حل در آب و یا در اسید در بتن سخت شده ۲۸ روزه، نباید از مقادیر حدّاکثر مجاز داده شده در جدول ۹پ-۱-۳ تجاوز کند.

۹-پ-۱-۲-۲-۲ به منظور اعمال پارامترهای دوام در طراحی، علاوه بر مقاومت مشخصه، باید آزمایش‌های جذب آب، نفوذ آب و نفوذ یون‌های کلرید انجام شود. محدودیت‌های لازم برای آزمایش‌های نفوذپذیری در جدول ۹پ-۱-۴ آورده شده است.

۹-پ-۱-۲-۳ پوشش بتنی روی میلگردها

۹-پ-۱-۲-۳-۱پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

۹-پ-۱-۲-۳-۲ رعایت ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۹-پ-۱-۲-۳، در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کف‌ها و سقف‌هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند الزامی نیست.

۹-پ-۱-۲-۳-۳ در صورت استفاده از نرم‌افزارها یا مدل‌های طراحی بر اساس دوام بایستی مقادیر ضخامت پوشش‌های بدست آمده از این روش‌ها را ملاک قرار داد. در غیر این صورت ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-پ-۱-۵ و موارد (الف) و (ب) کمتر باشد.

الف- قطر میلگردها

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

۹-پ-۱-۲-۳-۴ در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر اختیارگردد.

۹-پ-۱-۲-۳-۵ در صورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

۹-پ-۱-۲-۳-۶ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل‌خوردگی محافظت شوند.

۹-پ-۱-۲-۳-۷ در صورتیکه لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد، حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها در برابر حریق باید ضوابط مندرج در فصل مربوط به پوشش لازم برای مقاومت در برابر آتش را تأمین نماید.

جدول **۹-پ-۱-۵** مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی مختلف

نوع عضو	نوع شرایط محیطی			
	(۱) XCD1	(۲) XCS1 و XCS2	(۳) XCD2 و XCD3	(۴) XCS3، XCD4
تیرها اصلی و ستون ها	۴۵	۵۰	۶۰	۷۵
دال ها و تیر فرعی و تیرچه	۳۵	۴۰	۵۰	۶۰
دیوار ها و پوسته ها	۳۰	۴۰	۴۵	۵۵
شالوده ها	۵۰	۶۰	۷۵	۹۰
- در صورتیکه حفاظت‌های سطحی بتن با مواد مناسب اعمال شود، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ درصد کاهش داد. - اگر رده بتن (مقاومت مشخصه) بیشتر از حداقل رده مندرج در جدول ۹پ۱-۲ باشد، و رده بتن به اندازه ۵ مگاپاسکال بالاتر از حداقل رده باشد، می‌توان ۵ میلیمتر از مقدار پوشش کاهش داد. - برای میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلیمتر، مقادیر پوشش باید ۱۵ درصد اضافه شود.				

۹-پ-۱-۳ الزامات برای بتن مسلح در خوردگی ناشی از کربناته شدن

۹-پ-۱-۳-۱ مشخصات بتن و مقادیر حداقل مقاومت برای تامین دوام در برابر خوردگی میلگرد ناشی از کربناته‌شدن

در صورتیکه بتن حاوی میلگرد یا فولاد پیش‌تنیده باشد، لازم است با توجه به رده مشخص شده در جدول ۹-پ-۱-۱ ضوابط ارائه شده در جدول ۹-پ-۱-۶ را تامین نماید. شایان ذکر است که ضوابط این فصل شرایط خاص محافظتی بتن همچون اعمال پوشش‌های سطحی و یا آرماتورهای خاص مانند آرماتورهای زنگ‌نزن را شامل نمی‌شود. در چنین مواردی لازم است که با توجه به کیفیت و عملکرد مصالح استفاده شده از تامین دوام سازه در برابر خوردگی ناشی از کربناته شدن اطمینان حاصل گردد. شرایط ارائه شده در جدول ۹-پ-۱-۶ لزوما برای مقاومت در برابر خوردگی کلرایدی کفایت نمی‌کنند و بایستی ضوابط بخش مربوط به دوام در برابر حملات کلرایدی لحاظ گردد.

جدول **۹-پ-۱-۶** ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن آرمه برای شرایط محیطی خوردگی ناشی از کربناته شدن

شرایط محیطی	پوشش میلگرد / مشخصات طرح مخلوط	رده مقاومت فشاری، حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی و حداقل مقدار سیمان برای بتن معمولی							
		۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵	۶۰
XCA1	حداقل رده مقاومت	C۲۰	C۲۰	C۲۰	C۲۰	C۲۰	C۲۰	C۲۰	C۲۰
	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰
	حداقل عیار مواد سیمانی	۳۰۰	۳۰۰	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵
XCA2	حداقل رده مقاومت	-	-	C۲۵	C۲۵	C۲۵	C۲۵	C۲۵	C۲۵
	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	-	-	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰
	حداقل عیار مواد سیمانی	-	-	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵
XCA3	حداقل رده مقاومت	-	C۴۰	C۳۰	C۳۰	C۲۵	C۲۵	C۲۵	C۲۵
	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	-	۰/۴۵	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۵
	حداقل عیار مواد سیمانی	-	۳۵۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰
XCA4	حداقل رده مقاومت	-	C۴۰	C۳۰	C۳۰	C۲۵	C۲۵	C۲۵	C۲۵
	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	-	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۵	۰/۵	۰/۵۵	۰/۵۵
	حداقل عیار مواد سیمانی	-	۳۵۰	۳۵۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰

در محاسبات مقدار حداقل سیمان که در جدول **۹-پ-۱-۶** ارائه شده است، لازم است مقدار سیمان با لحاظ کردن مواد جایگزین سیمان به صورت ذیل اصلاح گردد:

(۱) (ضریب اصلاح سیمان (K))×موادجایگزین سیمان + سیمان =مواد سیمانی

لازم است در رابطه (۱) مقادیر ضریب اصلاح سیمان برای خاکستربادی، دوده سیلیسی و سرباره کوره آهن‌گدازی تعیین گردد. این مقادیر به صورت خلاصه در جدول **۹-پ-۱-۷** ارائه شده‌اند.

جدول **۹-پ-۱-۷** ضریب اصلاح مقدار سیمان با در نظر گرفتن مواد مکمل سیمانی

نوع ماده مکمل سیمانی	حداکثر درصد، نسبت به وزن مواد سیمانی	ضریب اصلاح سیمان	مشخصات لازم
پوزولان طبیعی [۱]	۲۵	۰/۴	استانداردهای ملی ایران شماره ۳۴۳۲ و ۳۴۳۳
دوده سیلیسی [۲]	۱۰	۲/۰	استاندارد ملی ایران شماره ۱۳۲۷۸
سرباره کوره آهن‌گدازی [۳]	۵۰	۰/۶	استاندارد ملی ایران شماره ۳۵۱۷
خاکستر بادی [۴]	۲۵	۰/۴	EN 450-1

[۱ و ۴] در نسبت‌های جایگزینی بیش از ۲۵ درصد نسبت به مواد سیمانی، نسبت جایگزینی برابر ۲۵ درصد لحاظ گردد. در سیمان‌های آمیخته نسبت مذکور به ۲۰٪ کاهش می‌یابد.

[۲] در نسبت‌های جایگزینی بیش از ۱۰ درصد نسبت به مواد سیمان، نسبت جایگزینی برابر ۱۰ درصد در نظر گرفته شود.

[۳] در نسبت‌های جایگزینی بیش از ۵۰ درصد نسبت به مواد سیمان، نسبت جایگزینی برابر ۵۰ درصد در نظر گرفته شود.

۹-پ-۱-۴ الزامات دوام بتن برای حمله سولفاتی

۹-پ-۱-۴-۱ سازه‌های بتنی که در تماس با یونهای سولفات باشند، در معرض خرابی با درجات مختلف قرار می کیرند. منشا یونهای سولفات ممکن است خاک، آب زیرزمینی، آب دریا، پساب‌های صنعتی و ... باشند. درچنین شرایطی، هر سازه بتنی باید مستقلا بررسی و ارزیابی شود.

۹-پ-۱-۴-۲ هنگامی که تنها بخشی از سازه مدفون و یا در تماس با خاک و یا آب سولفاتی است، تبخیر مستمر آب می‌تواند منجر به باقی ماندن غلظت بسیار زیادی از یون‌های سولفات در بتن شود. امکان حمله سولفاتی شدید، حتی با غلظت اندک یونهای سولفات موجود در منبع آن، وجود دارد. سازه‌های بتنی کاملا مدفون در خاک و یا مغروق در آب تحت شرایط استاتیکی قرار دارند، که در این حالت حمله سولفاتی به نواحی سطحی محدود شده و معمولا قابل صرفنظر کردن است.

۹-پ-۱-۴-۳ جاری بودن آب سطحی یا زیرزمینی می‌تواند حمله سولفاتی شدیدتری نسبت به آب ساکن با همان غلظت یونهای سولفات ایجاد کند.

۹-پ-۱-۴-۴ سازه بتنی که همواره بالای سطح آب زیرزمینی قرار می‌گیرد ممکن است در اثر مهاجرت یونهای سولفات از فضاهای مویینه خاک در معرض حمله سولفاتی قرار گیرد.

۹-پ-۱-۴-۵ در مناطق سرد، حمله سولفاتی ممکن است به صورت نوع خاص و فوق‌العاده شدیدی بروز نماید که با عنوان حمله سولفاتی تومازایتی شناخته می‌شود.

۹-پ-۱-۴-۶ برای بتن های در معرض خطر حمله سولفاتی، و نه محیط توأم سولفاتی و کلرایدی، نوع مواد سیمانی مورد استفاده، حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی و حداقل مقاومت فشاری مشخصه ۲۸ روزه باید مطابق با جدول ۹-پ۱-۸ باشد.

۹-پ-۱-۴-۷ تعیین مقدار یون سولفات محلول در آب موجود در خاک باید بر اساس روش استاندارد ASTM C1580 انجام پذیرد.

۹-پ-۱-۴-۸ تعیین مقدار یون سولفات موجود در آب باید بر اساس روش استاندارد ملی ایران به شماره ۲۳۵۳ یا در صورت آب دریا یا شور بودن آب باید مطابق با استاندارد ASTM D4130 انجام پذیرد.

جدول **۹-پ-۱-۸** ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن برای شرایط محیطی خوردگی ناشی ازیون های سولفات

شرایط محیطی	مقدار یون سولفات محلول در آب (SO_4) در خاک (٪وزنی)	مقدار یون سولفات (SO_4) در آب (mg/l)	نوع مواد سیمانی*	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه** MPa
X0	۰/۱ ≥	۱۵۰≥	-	-	۲۰
XS1	۰/۲ – ۰/۱	۱۵۰۰ -۱۵۰	مقاومت سولفاتی متوسط	۰/۵	۲۵
XS2	۲/۰ – ۰/۲	۱۰۰۰۰ – ۱۵۰۰	مقاومت سولفاتی زیاد	۰/۴۵	۳۰
XS3	۲/۰ ≤	۱۰۰۰۰≤	مقاومت سولفاتی زیاد	۰/۴	۳۵

* جهت نوع سیمان و مواد سیمانی به بند ۹-پ-۲-۴-۹، ۹-پ-۲-۴-۱۰ و ۹-پ-۲-۴-۱۱ مراجعه شود.

** رعایت این محدودیت برای بتن های سبکدانه الزامی می باشد. زیرا کنترل نسبت آب به مواد سیمانی عملاً در بتن های سبکدانه میسر نمی باشد. هرچند، برای بتن معمولی نیز توصیه می گردد.

۹-پ-۱-۴-۹ سیمان با مقاومت سولفاتی متوسط سیمانی است که در آزمایش استاندارد "تعیین تغییر طول ملات سیمان هیدرولیکی قرار گرفته در محلول سولفات" (استاندارد ملی ایران، شماره ۱۷۱۰۷)، مقدار انبساط کمتر از ۰/۰۵ درصد پس از ۶ ماه و ۰/۱۰ درصد پس از ۱ سال داشته باشد. سیمان پرتلند نوع ۲، انواع سیمان‌های آمیخته، ترکیب انواع سیمانهای پرتلند با مقادیر مناسبی از افزودنیهای معدنی نظیر دوده سیلیسی، خاکستر بادی، سرباره، انواع پوزولانهای طبیعی و ... در صورت برآورده کردن الزام فوق می‌توانند در رده سیمانهای با مقاومت سولفاتی متوسط قرار گیرند.

۹-پ-۱-۴-۱۰ سیمان با مقاومت سولفاتی زیاد سیمانی است که در آزمایش استاندارد "تعیین تغییر طول ملات سیمان هیدرولیکی قرار گرفته در محلول سولفات" (استاندارد ملی ایران، شماره ۱۷۱۰۷)، مقدار انبساط کمتر از ۰/۰۵٪ پس از ۱ سال داشته باشد. سیمان پرتلند نوع ۵، انواع سیمان‌های آمیخته، ترکیب انواع سیمانهای پرتلند با مقادیر مناسبی از افزودنیهای معدنی نظیر دوده سیلیسی، خاکستر بادی، سرباره، انواع پوزولانهای طبیعی و ... در صورت برآورده کردن الزام فوق می‌توانند در رده سیمانهای با مقاومت سولفاتی زیاد قرار گیرند.

۹-پ-۱-۴-۱۱ استفاده از سیمانهای پرتلند آهکی و یا بتن حاوی پرکننده‌های معدنی مانند کربنات کلسیم و یا کربنات منیزیم در شرایط محیطی با خطر حمله سولفاتی رده های XS1 ، XS2 و XS3 در هوای سرد و برای رده های XS2 و XS3 در شرایط محیطی معتدل و گرم نیز مجاز نیست.

۹-پ-۱-۴-۱۲ به دلیل احتمال تشدید حمله سولفاتی، استفاده از کلرید کلسیم، سایر تندگیرکننده‌های حاوی نمکهای کلسیم‌دار و یا هر نوع افزودنی شیمیایی حاوی کلراید در شرایط محیطی با خطر حمله سولفاتی رده های XS1 ، XS2 و XS3 مجاز نیست.

۹-پ-۱-۴-۱۳ بتنی که در معرض آب دریا و یا پاشش آب دریا باشد باید بر اساس شرایط رویایی مربوطه طبق جدول ۹پ-۱-۲، الزامات مندرج در این جدول را برآورده سازد.

۹-پ-۱-۵ الزامات دوام بتن برای شرایط رویارویی با آب دریا

۹-پ-۱-۵-۱ شدت حالت رویارویی با آب دریا بسته به شرایط ذیل می‌تواند مختلف باشد:

الف- بتن در معرض چرخه‌های تر و خشک شدن و یا یخ زدن و ذوب شدن در ناحیه جزر و مدی و یا در ناحیه پاشش قرار می گیرد. در این حالت سازه در آسیب‌پذیر ترین وضعیت قرار داشته و باید تدابیر مناسب برای جلوگیری از هوازدگی، حمله سولفاتی، خوردگی آرماتور و فرسایش به عمل آید.

ب- بتن دراستغراق کامل یا جزئی قرار می گیرد.در حالت استغراق کامل، خطر یخزدگی علی‌رغم اشباع بودن بتن کمتر شده و همچنین احتمال خوردگی به دلیل عدم دسترسی اکسیژن کاهش می‌یابد.

پ- بتن در قسمتهای بالاتر از ناحیه جزر و مدی و نیز بالای ناحیه پاشش به دلیل عدم تر شدن آن در معرض خرابی کمتر قرار می گیرد.

۹-پ-۱-۵-۲ با افزایش میزان C_3A در سیمان، مقاومت در برابر نفوذ یون های کلراید افزایش می‌یابد، اما مقاومت در برابر حمله سولفاتی کاهش می‌یابد. لذا در محیط آب دریا با غلظت زیاد یون‌های کلراید و سولفات، استفاده از سیمان با مقدار C_3A متوسط (بین ۶٪ تا ۱۰٪) توصیه می‌گردد.

۹-پ-۱-۵-۳ در محیط های دریایی، می توان به جای سیمان های توصیه شده در بند ۹-پ-۱-۵-۲ از سایر سیمان‌ها به همراه مقادیر مناسبی از مواد جایگزین سیمان مناسب استفاده کرد.

۹-پ-۱-۵-۴ علاوه بر حمله سولفاتی بیرونی که در آن یون‌های سولفات از محیط خارج وارد بتن شده و موجب خرابی می‌شوند، نوع خاصی از حمله سولفاتی داخلی وجود دارد که در انبساط ناشی از تشکیل اترینگایت در سنین بالا در بتن سخت شده می‌باشد. این پدیده به تشکیل تاخیری اترینگایت موسوم است. به منظور جلوگیری از وقوع این نوع خرابی، کنترل میزان سولفات موجود

درمخلوط بتن اولیه (ناشی از مواد سیمانی، سنگدانه، آب و افزودنی‌ها) و نیز عدم عمل‌آوری حرارتی بتن در دماهای بالای ۷۰ درجه سانتیگراد ضروری است.

۹-پ-۱-۶ الزامات دوام بتن در معرض چرخه های یخ‌زدن و آب شدن

۹-پ-۱-۶-۱ در جدول ۹پ-۱-۹، الزامات بتن در معرض چرخه های یخ زدن و آب شدن در شرایط محیطی مختلف ارائه شده است.

۹-پ-۱-۶-۲ برای بررسی عملکرد دوام بتن در برابر چرخه می‌توان از روش آزمایش استاندارد ملی ایران ۱۹۲۲۷ استفاده نمود.

۹-پ-۱-۶-۳ برای ارزیابی دوام در برابر چرخه به همراه نمک‌های یخ زدا از روش آزمایش استانداردملی ایران ۱۷۰۴۱ استفاده شود.

۹-پ-۱-۶-۴ توصیه می شود الزامات استانداردملی ایران به شماره۳۰۲ برای سنگدانه رعایت شود.

۹-پ-۱-۶-۵ بتنی که احتمال دارد در معرض یخ زدن و آب شدن یا تحت اثر چرخه یخ زدن و آب شدن در حضور نمک‌های یخ‌زدا قرار گیرد باید با مواد افزودنی حباب ساز ساخته شود. مقدار درصد حباب هوا در بتن تازه باید طبق استاندارد ۳۸۲۳ و ۳۵۲۰ ملی ایران اندازه‌گیری شده و مطابق جدول ۹-پ-۱-۱۰ باشد. در صورتی که مقاومت فشاری بتن، از ۳۵ مگاپاسکال بیشتر باشد، می‌توان مقادیر درج شده در جدول را به میزان یک درصد کاهش داد.

جدول **۹-پ-۱-۹ الزامات بتن در مناطق رویارو با چرخه های یخ زدن و آب شدن**

شرایط محیطی	حداقل درصد هوای کل مورد نیاز	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	حداقل رده مقاومت فشاری بتن
XFT0	-	۰/۵۵	C 25
XFT1	طبق جدول ۹-پ-۱-۱۰	۰/۵۵	C25
XFT2		۰/۴۵	C30
XFT3		۰/۴۰	C30

جدول ۹پ-۱-۱۰- مقدار کل حباب‌های هوا برای بتن مقاوم در برابر یخ‌زدن و آب شدن

حداکثر اندازه اسمی سنگدانه (میلیمتر)	مقدار درصد هوا * درشرایط محیطی	
	XFT2 و XFT3	XFT1
۹/۵	۷/۵	۶
۱۲/۵	۷	۵/۵
۱۹	۶	۵
۲۵	۶	۴/۵
۳۸	۵/۵	۴/۵
۵۰	۵	۴

۹-پ-۱-۷ الزامات دوام بتن برای کنترل واکنش قلیایی سنگدانه ها

برای ساختمان هایی که در داخل آب و یا محیط های مرطوب قرار دارند و نیز بتن هایی که در بهره برداری ممکن است رطوبت به آنها برسد انجام ازمایش های تشخیص واکنش زایی سنگدانه ها الزامی می باشد.در صورتیکه شواهدی از عدم مشاهده پدیده واکنش قلیایی در سازه های بتنی طی حد اقل ۲۰ سال در محل اثبات گردد مصرف همان سنگدانه ها بلا مانع است.

۹-پ-۱-۷-۱ ارزیابی واکنش قلیایی-سنگدانه ها

۹-پ-۱-۷-۱-۱ سنگدانه‌های سیلیسی

برای ارزیابی امکان واکنش زایی سنگدانه های سیلیسی انجام کلیه آزمایش‌های زیر الزامی است.

الف- آزمایش سنگ نگاری برای تشخیص کانی های فعال مطابق استاندارد ملی به شماره ۱۳۵۵۲

ب- آزمایش اندازه‌گیری واکنش قلیایی-سیلیسی سنگدانه‌ها به روش شیمیایی مطابق استاندارد ملی به شماره ۷۸۸۲

پ- آزمایش قابلیت واکنش قلیایی سنگدانه‌ها به روش ملات منشوری تسریع شده مطابق استاندارد ملی به شماره ۸۷۵۳

در صورت پذیرش سنگدانه‌ها دراین آزمایش می توا ن آنها را مصرف نمودو انجام آزمایش های بعدی ضرورت ندارد.

ت- آزمایش قابلیت انبساط‌پذیری ناشی از واکنش قلیایی سنگدانه هابه روش بررسی تغییر طول منشورهای بتنی ناشی از واکنش سنگدانه‌ها با قلیایی ها مطابق استاندارد ملی به شماره ۸۱۴۹

ث- آزمایش قابلیت واکنش زائی قلیائی – سیلیسی مواد سیمانی و سنگدانه بروش ملات منشوری تسریع شده(در صورت مصرف مواد سیمانی) ، مطابق با استاندارد ملی ایران به شماره ۱۷۱۰۶.

۹-پ-۱-۷-۱-۲ سنگدانه‌های کربناتی

برای ارزیابی امکان واکنش زایی سنگدانه های کربناتی انجام کلیه آزمایش‌های زیر الزامی است.

الف- آزمایش سنگ‌نگاری برای تشخیص کانی‌های فعال مطابق استاندارد ملی به شماره ۱۳۵۵۲

ب- آزمایش شیمیایی تعیین اکسیدهای کربناتی مطابق استاندارد کانادا به شماره CSA A23.2-26A

پ- آزمایش اندازه‌گیری پتانسیل واکنش‌زائی سنگدانه‌های کربناتی با روش استوانه سنگی مطابق با استاندارد ملی ایران به شماره ۷۶۵۶

در صورت پذیرش سنگدانه‌ها دراین آزمایش می توا ن آنها را مصرف نمودو انجام آزمایش های بعدی ضرورت ندارد.

ت- آزمایش قابلیت انبساط‌پذیری به روش بررسی تغییر طول منشورهای بتنی ناشی از واکنش سنگدانه‌ها با قلیایی‌ها مطابق استاندارد ملی به شماره ۸۱۴۹

۹-پ-۱-۷-۳ روش‌های پیشگیرانه از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

در مواردی که سنگدانه ها واکنش زا تشخیص داده شوند ، بهترین روش پیشگیرانه عدم استفاده از آنهاست. روش پیشگیرانه دیگر جایگزینی مواد مکمل سیمان نظیر پوزولان های طبیعی، خاکستر بادی، سرباره کوره های آهنگدازی و دوده سیلیس می باشد. در این موارد لازم است آزمایش های استاندارد واکنش قلیایی سنگدانه ها با مقادیر مختلف ماده مکمل سیمان انجام و پس از اطمینان از میزان انبساط های کمتر از حداکثر مجاز، نوع پوزولان و درصد جایگزینی آنها مشخص گردد.

۹-پ-۱-۸ الزامات دوام بتن برای سایش و فرسایش

۹-پ-۱-۸-۱ بتن‌هائی که در معرض عوامل سایش دهنده قرار می‌گیرند باید با انجام تمهیدات لازم مقاومت مورد نیاز را دارا باشند.

۹-پ-۱-۸-۲ انواع کف‌های بتنی که در معرض عوامل سایش دهنده قرار می‌گیرند در جدول ۹-پ-۱-۱۱ طبقه‌بندی شده‌اند. این کف‌ها بصورت یکپارچه اجرا می‌شوند.

۹-پ-۱-۸-۳ حداقل مقاومت فشاری و حداکثر اسلامپ لازم برای ۴ دسته کف‌های طبقه‌بندی شده در جدول ۹-پ-۱-۱۱ می‌بایستی مطابق جدول ۹-پ-۱-۱۲ تامین گردند.

۹-پ-۱-۸-۴ حداقل و حداکثر مواد سیمانی مصرفی برای ساخت کف‌های بتنی مقاوم در برابر سایش در جدول ۹-پ-۱-۱۳ آورده شده است.

۹-پ-۱-۸-۵ برای افزایش مقاومت بتن به سایش می‌توان از سنگدانه‌های ریز با سختی زیاد، دوده‌سیلیس، پلیمر شیره لاستیک (S.B.R.) یا ترکیبی از آنها استفاده نمود.

۹-پ-۱-۸-۶ سنگدانه‌های مصرفی برای بتن کف‌هادر مقابل سایش می‌بایستی ویژگی‌های مندرج در استاندارد ملی ایران به شماره ۳۰۲ را که از آزمایش مقاومت به سایش سنگدانه‌ها با روش لس‌آنجلس (استاندارد ملی ایران شماره ۸۴۴۷) بدست می‌آید را دارا باشد.

۹-پ-۱-۸-۷ حداکثر مقاومت سایشی کف‌های بتنی با استفاده از آزمایش استاندارد ملی به شماره‌های ۲۰۱۸۵، ۲-۷۵۵ و۱۷۳۰۸ باید مطابق با الزامات جدول ۹پ ۱-۱۴ باشد.

جدول **۹-پ-۱-۱۱** طبقه‌بندی انواع کف‌های بتنی

طبقه‌بندی	نوع ترافیک عبوری	مورد استفاده	تمهیدات خاص	پرداخت سطحی
۱	ترافیک انسانی	ادارات، فضاهای تجاری، آموزشی، مسکونی و مشابه	پرداخت سطحی یکنواخت و مناسب، سنگدانه طبیعی با سختی سایشی LA40، عمل‌آوری رده ۲	ماله معمولی
۲	ترافیک انسانی و ترافیک ماشینی سبک	پارکینگ‌های طبقاتی، فضاهای مذهبی، اداری و خدماتی	تسطیح کامل سطحی، سنگدانه معمولی با سختی سایشی LA35، عمل‌آوری رده ۳، پر کردن درزها با درز پرکن مناسب	ماله مکانیکی معمولی
۳	ترافیک ماشین آلات صنعتی با چرخ لاستیکی متوسط	کف‌های صنعتی معمولی	زیراساس آماده شده، سنگدانه با سختی سایشی LA30، پر کردن درزها با درز پرکن مناسب، مقاومت در برابر سایش، عمل‌آوری رده ۳	ماله مکانیکی معمولی با تیغه‌های فلزی سخت
۴	ترافیک ماشین آلات صنعتی با چرخ لاستیکی سنگین یا چرخ فولادی	کف‌های صنعتی با ترافیک سنگین و بارهای ضربه‌ای، پارکینگ‌های روباز ماشین آلات صنعتی و سنگین	زیراساس آماده شده سنگدانه با سختی سایشی LA25، پر کردن درزها با درز پرکن مناسب ، انتقال بارهای سنگین، مقاومت در برابر سایش، عمل‌آوری رده ۴	سخت کننده‌های فولادی یا معدنی برای سطح بتن و ماله‌کشی مکانیکی با تیغه‌های فلزی سخت

جدول **۹-پ-۱-۱۲** مقادیر مقاومت و اسلامپ برای انواع کف‌ها (**بدون روان‌کننده***)

نوع کف	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه (MPa)	حداکثر اسلامپ (mm)
۱	۲۰	۹۰
۲	۲۵	۹۰
۳	۳۰	۷۰
۴	۳۵	۴۰

* - حداکثر میزان اسلامپ ارایه شده در جدول، مقادیر اسلامپ قبل از افزودن روان کننده می باشد ضمنا نباید از اسلامپ طرح مخلوط بیشتر باشد. پس از افزودن روان کننده، محدودیتی وجود ندارد مگر اینکه در طرح مخلوط محدودیتی پیش بینی شده باشد.

جدول **۹-پ-۱-۱۳** حداقل و حداکثر سیمان مصرفی برای کف‌های بتنی

حداکثر اندازه سنگدانه (mm)	حداقل و حداکثر سیمان مصرفی در متر مکعب بتن(کیلوگرم)
۲۵	۳۰۰-۳۷۵

۳۲۵-۴۰۰	۱۹
۳۵۰-۴۲۵	۱۳
۳۷۵-۴۵۰	۱۰

جدول **۹-پ-۱-۱۴** حداکثر سایش قابل قبول در انواع کف‌های بتنی

طبقه‌بندی کف‌ها	حداکثر سایش قابل قبول، mm، بروش چرخ پهن ISIRI 20185, 755	حداکثر سایش قابل قبول، $cm^3/50cm^2$، بروش بوهم ISIRI 20185, 755	حداکثر سایش قابل قبول mm بر اساس روش Aآزمایش استاندارد ملی ۱۷۳۰۸
۱	۲۶	۲۶	۱
۲	۲۳	۲۰	۰.۸
۳	۲۰	۱۸	۰.۶
۴	۱۷	۱۶	۰.۴

۹-پ-۱-۹ الزامات دوام بتن در مقابل آتش

در خصوص الزامات دوام بتن در مقابل آتش به فصل مربوطه در مقررات ملی ساختمان رجوع شود.

۹-پ-۱-۱۰ دوام آرماتورها

آرماتورها وتمامی قطعات و صفحات فولادی پیش بینی شده برای توسعه آینده ساختمان باید به نحوی مناسب در مقابل خوردگی محافظت شوند.

۹-پ-۱-۱۰-۱ حفاظت آرماتورها در مقابل خوردگی و زدودن زنگ آنها

برای حفاظت از آرماتورها باید موارد زیر کنترل شود:

الف- در محیط هایی که احتمال زنگ زدگی و خوردگی وجود دارد باید آرماتورها را بر روی سکوهای بتنی ویا سکوهای مناسب قرارداد.

ب- از تماس مستقیم آرماتورها باخاک که ممکن است دارای املاح کلریدی و سولفاتی باشد، اجتناب شود.

۹-پ-۱-۱۰-۱-۲ اگر سطح آرماتورها دارای زنگ خوردگی یکنواخت ولی بسیار نازک (میکرونی) است ممکن است رطوبت عامل اصلی خوردگی باشد. در صورت مشکوک بودن به عامل کلریدی باید آزمایش های مربوط به تعیین خواص مکانیکی میلگردها انجام شود. زنگ زدگی نازک و یکنواخت را می توان از عدم آسیب آج ها وعدم کاهش قطر میلگرد تشخیص داد. برای اطمینان می توان از روش ماسه پاشی برروی میلگرد و تعیین قطر آن استفاده نمود.

۹-پ-۱-۱۰-۱-۳ در صورتیکه وضعیت سطح آرماتورها مطابق بند ۹-پ-۱-۱۰-۱-۲ باشد وازعدم آلودگی آنها به یونهای کلرید اطمینان حاصل شده باشد می توان از انها استفاده نمود.

۹-پ-۱-۱۰-۱-۴ در صورتیکه زنگ آرماتور بصورت یکنواخت و ضخامت زیاد باشد باید آنرا به روش مناسبی مانند ماسه پاشی یا آب با فشار زیاد زنگ زدایی کرد. پس از زنگ زدایی باید کاهش قطر میلگرد را در محاسبات در نظر گرفت.

۹-پ-۱-۱۰-۲ آرماتورهای روی اندود وبا پوشش اپوکسی

برای محیط های ویژه که خوردگی آرماتورها و قطعات فلزی شدید می باشد، باید آنها را روی اندود کرده یا با اپوکسی ها پوشش داد و یا تلفیق این دو روش محافظت نمود.

محیط های ویژه خوردگی آرماتورشامل شرایطی است که سازه در طول بهره برداری در معرض یون های کلرید ویـا کربناتـه شـدن قرار می گیرد. از انواع این محیط ها می توان محیط های دریایی، در معرض آبهای شور، نمک های یخ زدا ویا پاشش نمک در ایـن محیط ها و مناطق شهری وصنعتی با غلظت زیاد گاز دی اکسید کربن را نام برد.
ویژگی ها و خواص این نوع آرماتورها می بایستی مطابق با استانداردهای ملی ۲۱۷۷و۱۸۳۵۸و۱۰۴۴۸ویا بین المللی معتبر باشد.

۹-پ-۱-۱۱ تخمین زمان آغاز خوردگی آرماتوردر اجزائ سازه های بتن آرمه

به منظور تخمین زمان آغاز خوردگی آرماتوردر اجزائ سازه های بتن آرمه در محیط‌های خورنده که یون های کلرید عامل اصلی خرابـی است (جدول ۹-پ-۱-۱)، باید از مدلهای پیش‌بینی احتمالاتی مربوط به همان ناحیه استفاده کرد.
همچنین درصورتیکه خوردگی آرماتور در اثر نفوذ گاز کربنیک و پدیـده کربناتـه شـدن بـتن صـورت پـذیرد (جـدول ۹-پ-۱-۱)، تخمین زمان آغاز خوردگی آرماتوراز مدلهای پیش‌بینی احتمالاتی مربوط به همان ناحیه قابل استفاده است.
برای استفاده از مدل های پیشنهادی و انجام محاسبات لازم به فصل دوام بتن آیین نامه بتن ایران(آبا) مراجعه شود.

۹-پ۲ طراحی در برابر آتش سوزی

۹-پ۲-۱ گستره

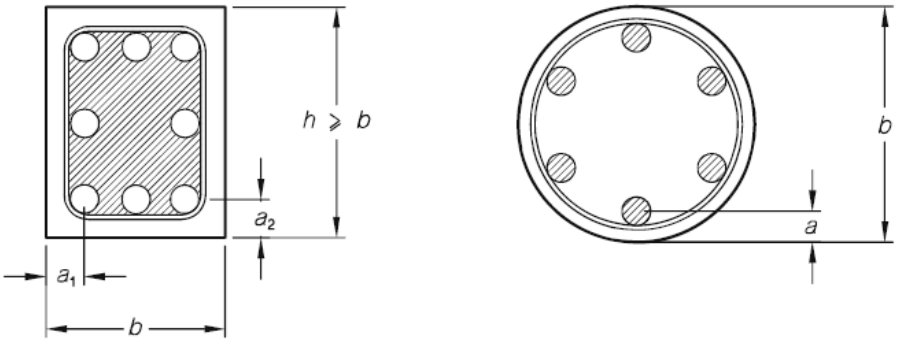
در این پیوست الزامات اجزاء سازه‌ای بتن آرمه که جزئی از سیستم ساختمان می باشند برای مقاومت در برابر آتش سوزی بر اساس ضوابط ذکر شده در مبحث سوم مقررات ملی ایران بیان می گردد.

۹-پ۲-۲ تعاریف

در این پیوست تعاریف زیر مورد استفاده قرار می گیرد:

۹-پ۲-۲-۱ فاصله محوری، a :

a عبارت از فاصله محور میلگرد طولی مقطع تا نزدیکترین رویه بتنی عضو که در معرض آتش سوزی قرار می گیرد مطابق شکل ۹-پ۲-۱ می باشد.



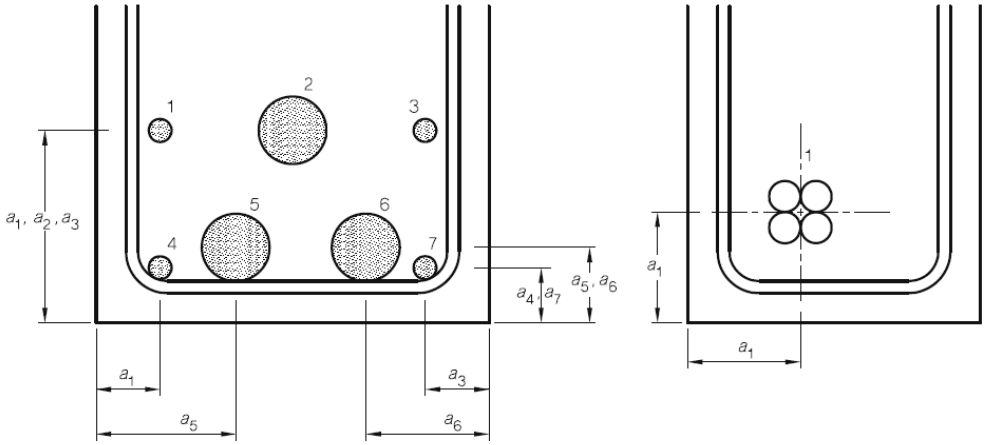
شکل ۹-پ۲-۱ فاصله محوری، a

۹-پ۲-۲-۲ فاصله محوری متوسط، a_m :

وقتی میلگردهای طولی در چند لایه در مقطع قرار داده شده اند، فاصله محوری متوسط، a_m ، برای تعداد کل میلگرد تحتانی از رابطه (۹-پ۲-۱) محاسبه می شود:

$$a_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{si} a_i}{\sum_{i=1}^{n} A_{si}} \qquad (۹\text{-پ}۲\text{-}۱)$$

که در آن مطابق شکل ۹-پ۲-۲، A_{si} عبارت از سطح مقطع هر میلگرد، i، و a_i فاصله محوری آن میلگرد می باشد.



شکل **۹-پ۲-۲** ابعاد برای محاسبه فاصله محوری متوسط

۹-پ۲-۲-۳ مقاومت در برابر آتش سوزی

توانایی عملکرد مطلوب سازه ویا هر جزء آن (حفظ توانایی باربری، و یا قابلیت جدا سازی فضاها برای جلوگیری از توسعه آتش سوزی) در اثر یک آتش سوزی مشخص و برای مدت زمان مشخص را مقاومت در برابر آتش سوزی می‌نامند.

۹-پ۲-۲-۴ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی[1] FRR

عبارت از زمانی است که نیاز می باشد تا یک عضو تحت آزمایش، کفایت سازه‌ای، انسجام، و یا عایق بودن خود را از دست بدهد. این زمان بر حسب دقیقه می باشد.

۹-پ۲-۲-۵ کفایت سازه‌ای[2]

عبارت از توانایی یک عضو در ارضاء شرایط سازه‌ای (تحمل بارهای وارده) وقتی که تحت اثر آتش‌سوزی قرار می گیرد می باشد.

۹-پ۲-۲-۶ یکپارچگی[3]

به توانایی یک عضو مانند دال یا دیوار در جلوگیری از عبور شعله ویا گازها در هنگام آتش سوزی در یک طرف آن، انسجام گفته می شود.

۹-پ۲-۲-۷ عایق بودن[4]

به توانایی یک عضو برای محدود کردن دمای سطح آن در هنگامی که سطح مقابل آن در معرض آتش سوزی قرار می گیرد عایق بودن آن عضو گفته می شود.

[1] Fire resistance rating
[2] structural adequacy
[3] integrity
[4] insulation

۹-پ۲-۳ ضوابط طراحی

۹-پ۲-۳-۱ کلیات

اعضاء باید بگونه‌ای طراحی شوند که قادر باشند در طول مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR)، کفایت سازه‌ای، انسجام، و عایق بودن خود را حفظ نمایند.

مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) از یکی از دو روش زیر بدست می‌آید:

روش ۱- استفاده از اشکال و جداول ارائه شده در این پیوست. در صورت استفاده از این اشکال و جداول دیگر نیازی به کنترل ظرفیت‌های اجزاء و مهارهای آنها نمی باشد، مگر در مواردی که مشخصا ذکر گردیده است. در این مبحث از این روش استفاده شده است.

روش ۲- استفاده از روشهای محاسباتی. در این روش ظرفیت خمشی، برشی، پیچشی، و همچنین ظرفیت مهارها از طرق محاسباتی کنترل می گردند. در این مبحث این روش مورد استفاده قرار نگرفته است. در صورت نیاز به استفاده از این روش برای شرائط خاص، ضوابط کد اروپائی – مبحث ۲ – قسمت ۲-۱ توصیه می شود.

۹-پ۲-۳-۲ نحوه استفاده از جداول و منحنی ها

استفاده از درون‌یابی خطی برای تعیین مقادیر داده نشده در جداول و منحنی‌ها مجاز می باشد. مقادیر داده شده در جداول، حداقل ابعاد مورد نیاز برای مقاومت در برابر آتش را ارائه می دهند. در مواردی ممکن است فواصل محوری آرماتورهای بدست آمده منتج به پوشش روی آرماتورکمتر از آنچه برای دوام لازم است بشود. لیکن چون از مقادیر داده شده برای درون‌یابی نیز استفاده می شود، این مقادیر در جداول ذکر شده‌اند. در هر صورت، برای تعیین پوشش مورد نیاز آرماتورها، رعایت ضوابط دوام، افزون بر آنچه در این پیوست آمده است الزامی است.

۹-پ۲-۳-۳ محدودیت‌های ابعادی برای تامین مدت زمان مقاومت در برابر آتش

در دالها و دیوارهای مجوف، ضخامت بتن بین حفره‌ها و همچنین ضخامت بتن بین هر حفره و نزدیکترین سطح بتن رویه نباید از بیشترین مقدار یک پنجم ضخامت دال و یا دیوار و یا ۲۵ میلیمتر کمتر باشد.

در دالهای با تیرچه، فواصل مرکز تا مرکز تیرچه ها نباید از ۱۵۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۹-پ۲-۳-۴ درزها

درزهای بین اعضاء و قسمتهای مختلف سازه باید بگونه‌ای ساخته شوند که مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی کل مجموعه درز از مقادیر تعیین شده در مبحث سوم مقررات ملی ایران کمتر نباشد.

۹-پ۲-۳-۵ شیارها

از استفاده از شیارها در اجزاء بتنی در معرض آتش سوزی باید حتی المقدور احتراز شود. در صورت لزوم تعبیه شیار بر روی دیوارها، باید الزامات بند ۹-پ۲-۷-۳ رعایت شوند. اثرات شیار برروی سایر اجزاء را باید با روشی منطقی برآورد نمود.

۹-پ۲-۳-۶ اضافه کردن مواد عایق کننده

مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) اجزاء را میتوان با افزودن عایق بر روی سطح عضو، بمنظور ازدیاد ضخامت مورد نیاز آن، و یا بهتر عایق شدن آرماتورهای طولی، مطابق ضوابط بند ۹-پ۲-۸ اضافه نمود.

در دالها، FRR را میتوان با اضافه نمودن مواد عایق کننده در سطوح فوقانی ویا تحتانی آنها افزایش داد.

در دیوارها، FRR را میتوان با اضافه نمودن مواد عایق کننده در سطحی که در معرض آتش سوزی قرار می گیرد افزایش داد.

۹-پ۲-۴ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در دالها

۹-پ۲-۴-۱ ضخامت موثر

ضخامت موثر دالها در جدول ۹-پ۲-۱ داده شده است. این ضخامت برای انواع مختلف دال مطابق زیر تعریف میشود:

- برای دالهای ساده (معمولی) برابر ضخامت دال می باشد.
- برای دالهای مجوف برابر با سطح مقطع خالص دال تقسیم بر عرض مقطع می باشد.
- برای دال-تیرچه ها برابر با ضخامت دال ساده بین تیرچه ها می باشد.

جدول **۹-پ۲-۱** ضخامت موثر دال برای مدت زمان مقاومت در برابر آتش مقرر شده

زمان مقاومت در برابر آتش (عایق بودن) (دقیقه)	ضخامت موثر (mm)
۳۰	۶۰
۶۰	۸۰
۹۰	۱۰۰
۱۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۱۵۰
۲۴۰	۱۷۵

۹-پ۲-۴-۲ کفایت سازه‌ای دالها

۹-پ۲-۴-۲-۱ برای دالهای ساده و یا مجوف که برروی تیرها و یا دیوارها متکی هستند، فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-پ۲-۲ با منظور نمودن شرایط تکیه‌گاهی دال کمتر باشد.

جدول ۹-پ۲-۲ فواصل محوری آرماتورهای دالهای معمولی و یا مجوف که برروی دیوارها ویا تیرها متکی هستندو همچنین دال-تیرچه‌های یک طرفه

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه-ای) (دقیقه)	فاصله محوری، a_s، پایین‌ترین لایه آرماتور (mm)			
	دالهای با تکیه‌گاه ساده			دالهای پیوسته (یک و دو طرفه)
	یک طرفه	دو طرفه		
		$l_y/l_x \leq 1.5$	$1.5 < l_y/l_x \leq 2$	
۳۰	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰
۶۰	۲۰	۱۰	۱۵	۱۰
۹۰	۳۰	۱۵	۲۰	۱۵
۱۲۰	۴۰	۲۰	۲۵	۲۰
۱۸۰	۵۵	۳۰	۴۰	۳۰
۲۴۰	۶۵	۴۰	۵۰	۴۰

در جدول فوق l_y و l_x به ترتیب عبارت از طول دهانه‌های بزرگتر وکوچکتر دال دوطرفه می باشند. استفاده از شرایط تکیه گاهی ساده وقتی مجاز است که دال دو طرفه در هر چهار وجه دارای تکیه‌گاه باشد. در غیر اینصورت دال یک طرفه تلقی می شود.

۹-پ۲-۴-۲-۲ برای دالهای قارچی با و یا بدون دال سر ستون، ضخامت دال و فاصله محوری متوسط پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها، در صورتیکه شرایط زیر برقرار باشد، نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-پ۲-۳ کمتر باشد.

- فاصله محوری بر اساس مقدار بازپخش لنگرها ئی که در آنالیز استفاده شده است باشد.
- حداقل ۲۰٪ آرماتورهای فوقانی در روی تکیه‌گاههای میانی در هر جهت در تمام طول دهانه بصورت پیوسته بوده و در نوار ستونی دال قرار داده شود.

جدول **۹-پ۲-۳** ضخامت دال و فاصله محوری حداقل برای دالهای قارچی با یا بدون دال سرستون

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه‌ای) (دقیقه)	بعد حداقل (mm)	
	ضخامت دال	فاصله محوری (a_s)
۳۰	۱۵۰	۱۰
۶۰	۱۸۰	۱۵
۹۰	۲۰۰	۲۵
۱۲۰	۲۰۰	۳۵
۱۸۰	۲۰۰	۴۵
۲۴۰	۲۰۰	۵۰

۹-پ۲-۴-۲-۳ برای دال-تیرچه‌های یک طرفه، در صورتیکه شرایط زیر لحاظ شده باشد، فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-پ۲-۴ و با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دال کمتر باشد.

- عرض تیرچه‌ها و فاصله محوری پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی تیرچه ها از لبه تیرچه مطابق ضوابط تیرها در بند ۹-پ۲-۵-۱ باشد.
- فاصله محوری پایین ترین لایه آرماتورهای تحتانی دال از لبه دال از مقدار بدست آمده از جدول ۹-پ۲-۴ کمتر نباشد.

۹-پ۲-۴-۲-۴ برای دال- تیرچه‌های دوطرفه در صورتی که تکیه‌گاهها ساده باشند از جدول ۹-پ۲-۴ و در صورتی که تکیه‌گاهها پیوسته باشند از جدول ۹-پ۲-۵ برای تعیین عرض و فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه تیرچه‌ها استفاده می شود. در این دالها، فاصله متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌های دال بین تیرچه‌ها و فاصله محوری آرماتورهای گوشه تیرچه‌ها از بر قائم تیرچه نباید از مقادیر داده شده در جداول ۹-پ۲-۴ و ۹-پ۲-۵ بعلاوه ۱۰ میلیمتر کمتر باشد.
در جداول ۹-پ۲-۴ و ۹-پ۲-۵ فاصله محوری از لبه‌ها برای پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی طولی باید منظور شود.

جدول **۹-پ۲-۴** عرض موثر تیرچه و فاصله محوری حداقل برای دال-تیرچه های دوطرفه غیر پیوسته

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه-ای) (دقیقه)	بعد حداقل (mm)							
	برخی ترکیبات ممکن فواصل محوری (a_s) و عرض تیرچه‌ها (b)						ضخامت بال (h_s) و فاصله محوری (a_s) در بال	
	ترکیب ۱		ترکیب ۲		ترکیب ۳			
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	h_s
۳۰	۱۵	۸۰	–	–	–	–	۱۰	۸۰
۶۰	۳۵	۱۰۰	۲۵	۱۲۰	۱۵	≥۲۰۰	۱۰	۸۰
۹۰	۴۵	۱۲۰	۴۰	۱۶۰	۳۰	≥۲۵۰	۱۵	۱۰۰
۱۲۰	۶۰	۱۶۰	۵۵	۱۹۰	۴۰	≥۳۰۰	۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۷۵	۲۲۰	۷۰	۲۶۰	۶۰	≥۴۱۰	۳۰	۱۵۰
۲۴۰	۹۰	۲۸۰	۷۵	۳۵۰	۷۰	≥۵۰۰	۴۰	۱۷۵

جدول **۹-پ۲-۵** عرض موثر تیرچه و فاصله محوری حداقل برای دال-تیرچه های دوطرفه پیوسته

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه-ای) (دقیقه)	بعد حداقل (mm)							
	برخی ترکیبات ممکن فواصل محوری (a_s) و عرض تیرچه‌ها (b)						ضخامت بال (h_s) و فاصله محوری (a_s) در بال	
	ترکیب ۱		ترکیب ۲		ترکیب ۳			
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	h_s
۳۰	۱۰	۸۰	–	–	–	–	۱۰	۸۰
۶۰	۲۵	۱۰۰	۱۵	۱۲۰	۱۰	≥۲۰۰	۱۰	۸۰
۹۰	۳۵	۱۲۰	۲۵	۱۶۰	۱۵	≥۲۵۰	۱۵	۱۰۰
۱۲۰	۴۵	۱۶۰	۴۰	۱۹۰	۳۰	≥۳۰۰	۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۶۰	۳۱۰	۵۰	۶۰۰	–	–	۳۰	۱۵۰
۲۴۰	۷۰	۴۵۰	۶۰	۷۰۰	–	–	۴۰	۱۷۵

۹-پ۲-۵ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در تیرها

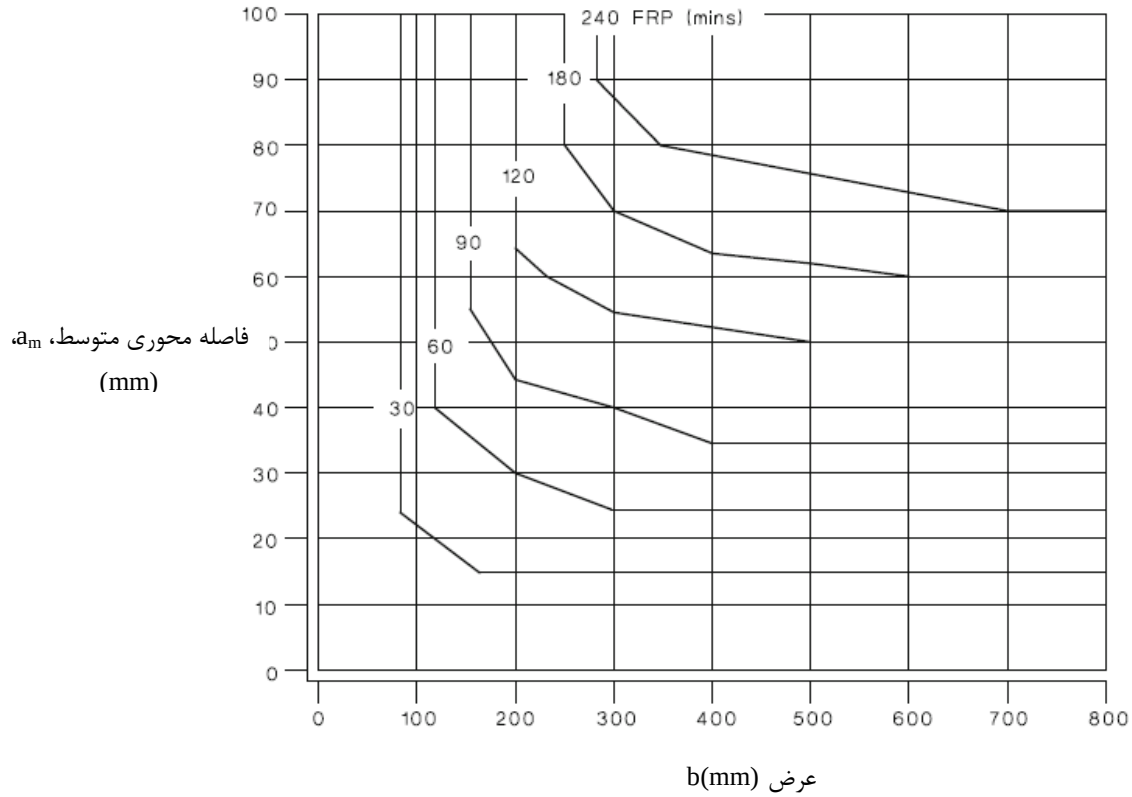
تیرها از نظر مقاومت در برابر آتش سوزی به دو گروه تقسیم می شوند:

۹-پ۲-۵-۱ تیرهایی که سطح فوقانی آنها با دال کف (که مطابق بند ۹-پ۲-۴ در برابر آتش سوزی طراحی شده است) مشترک است

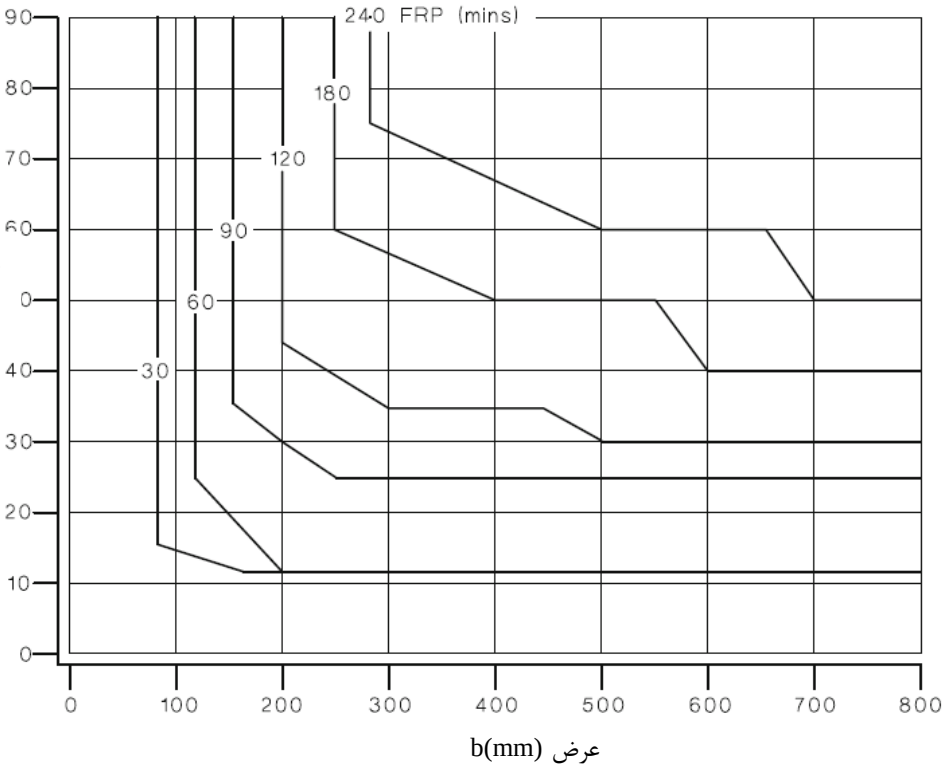
در این گروه، اولا تیرها در قسمت فوقانی با دال پوشش طبقه بصورت یکپارچه ریخته شده و یا بواسطه دال در روی آنها حفاظ ایجاد میشود، و ثانیا عرض جان آنها در ارتفاع مقطع ثابت بوده ویا بصورت یکنواخت تغییر می کند.

برای این تیرها، عرض جان تیر، b، در راستای محور پایین‌ترین لایه آرماتورهای طولی تحتانی، و همچنین فاصله محوری متوسط آنها برای زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) تعیین شده توسط مبحث سوم مقررات ملی ایران از مقادیر بدست آمده از اشکال ۹-پ۲-۳ برای تیرهای ساده و یک دهانه، و ۹-پ۲-۴ برای تیرهای پیوسته کمتر باشد.

در این گروه تیرهای پیوسته به تیرهایی اطلاق میشود که در یک یا هر دو انتهای دهانه از نظر خمشی بصورت پیوسته طراحی می شوند.



شکل ۹-پ۲-۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی(FRP) برای تیرهای ساده



شکل **۹-پ۲-۴** مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی(FRR) برای تیرهای پیوسته

۹-پ۲-۵-۲ تیرهایی که از تمام جوانب در معرض آتش سوزی می باشند

در این گروه نیز مدت زمان مقاومت در برابر آتش(FRR) برای تیرهای ساده و پیوسته به ترتیب از اشکال ۹-پ۲-۳ و ۹-پ۲-۴ بدست آمده و علاوه بر ملاحظات قبلی، موارد زیر نیز باید ملحوظ گردند:

- ارتفاع مقطع تیر نباید از کمترین بعد جان(b) آن برای زمان مقاومت در برابر آتش(FRR) مورد نظر کمتر باشد.
- سطح مقطع تیر از دو برابر سطح مربعی که ضلع آن برابر با مقدار بدست آمده مطابق بند ۹-پ۲-۵-۱ است کمتر نباشد.
- فاصله محوری متوسط، a_m، کمتر از مقداری که برای حداقل اندازه b بدست می‌آید نبوده و این مقدار برای تمام آرماتورهای طولی مقطع استفاده می شود.

۹-پ۲-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در ستونها

۹-پ۲-۶-۱ کفایت سازه‌ای ستونها

زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در ستونها را باید بر اساس بند ۹-پ۲-۶-۲ تعیین نمود مگر در موارد زیر:

الف- در ستونهائی که جزئی از یک سازه مهاربندی شده جانبی می باشند، می توان از ضوابط بند ۹-پ۲-۶-۳ استفاده نمود.

ب- در ستونهایی که بعد بزرگتر مقطع آنها برابر یا بزرگتر از ۴ برابر بعد کوچکتر مقطع آنها است می توان از ضوابط بند ۹-پ۲-۷-۲ برای دیوارها استفاده نمود. در این حالت باید فرض نمود که ستون از دو وجه روبرو در در معرض آتش است. همچنین آرماتورهای طولی باید در دو لایه (یک لایه در سمت هر کدام از وجوه روبروی ستون) قرار داده شوند.

۹-پ۲-۶-۲ روش محاسباتی برای تعیین کفایت سازه‌ای ستونها

کفایت سازه‌ای ستونها بر اساس جدول ۹-پ۲-۶ تعیین می شود. بعد کوچکتر ستون و فاصله محوری متوسط آرماتورهای طولی ستونها نباید از مقادیر داده شده در جدول کمتر باشد.

در جدول ب-۶ میتوان مقدار $\frac{N_f^*}{N_u}$ را محافظه کارانه برابر با ۰/۷۰ منظور نمود. در غیر اینصورت، مقدار N_f^* که بار محوری ستون در هنگام آتش سوزی بوده و N_u که بار محوری فشاری یا کششی مقطع تحت بار محوری خارج از محور را باید محاسبه نمود.

بعد b در جدول ۹-پ۲-۶ برای ستونهائی که از یک وجه در معرض آتش قرار می گیرند فقط برای حالاتی قابل استفاده است که بر ستون و بر دیوار مجاور آن هم راستا بوده و در صورتی که بر ستون نسبت به دیوار بیرون زدگی داشته باشد، قسمتی از ستون که در دیوار واقع است باید قادر باشد کل بار وارده را تحمل نماید. در این حالت فاصله هر بازشو در دیوار از بر ستون باید حد اقل برابر با عرض ستون، b ، برای زمان مقاومت مورد نظر در برابر آتش سوزی باشد.

در سایر موارد باید فرض شود که ستون در بیش از یک وجه در معرض آتش قرار دارد.

در مواردی که $\frac{A_s}{A_c} \geq 0.02$ بوده، و مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) بیش از ۹۰ دقیقه باشد، آرماتورهای طولی ستون باید در هر چهار وجه مقطع توزیع شوند.

جدول ۹-پ۲-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش FRR، (کفایت سازه‌ای) برای ستونها

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه‌ای) (دقیقه)	ابعاد حداقل (mm)							
	ترکیبات ممکن برای ستونهایی که در بیش از یک وجه در معرض آتش هستند						ستونهایی که در یک وجه در معرض آتش هستند	
	$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.2$		$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.5$		$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.7$		$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.7$	
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۲۵	۲۰۰	۲۵	۲۰۰	۳۲ ۲۷	۲۰۰ ۳۰۰	۲۵	۱۵۵
۶۰	۲۵	۲۰۰	۳۶ ۳۱	۲۰۰ ۳۰۰	۴۶ ۴۰	۲۵۰ ۳۵۰	۲۵	۱۵۵
۹۰	۳۱	۲۰۰	۴۵	۳۰۰	۵۳	۳۵۰	۲۵	۱۵۵
۱۲۰	۲۵	۳۰۰	۳۸	۴۰۰	۴۰	۴۵۰	۳۵	۱۷۵
۱۸۰	۴۰ ۳۵	۲۵۰ ۳۵۰	۴۵ ۴۰	۳۵۰ ۴۵۰	۵۷ ۵۱	۳۵۰ ۴۵۰	۵۵	۲۳۰

۲۹۵	۷۰	۴۵۰	۷۰	۳۵۰ ۴۵۰	۶۳ ۷۵	۳۵۰	۶۱	۲۴۰

استفاده از جدول ۹-پ۲-۶ در شرایطی مجاز است که طول موثر ستون از ۳ متر کوچکتر بوده و حداکثر خروج از مرکزیت بار محوری ستون از $0.15b$ کمتر باشد. در غیر اینصورت باید از ضوابط بند ۹-پ۲-۳-۱ استفاده گردد. طول موثر ستون در معرض آتش را می توان با طول موثر آن در شرایط عادی یکسان فرض نمود. در سازه‌هائی که دارای مهار جانبی هستند، برای مدت زمان مقاومت در برابر آتش بیش از ۳۰ دقیقه، میتوان طول موثر ستون را برای همه حالات برابر با نصف طول آزاد ($0.5L_u$) فرض نمود.

۹-پ۲-۶-۳ روش جایگزین برای تعیین کفایت سازه‌ای ستونهای مهار شده

بعنوان یک راه حل جایگزین می توان از جدول ۹-پ۲-۷ بشرطی که شرایط زیر ارضا گردند استفاده نمود:

الف – ستون در یک سازه با مهار بندی جانبی واقع شده باشد.

ب – ستون برای بعد کوچکتر و فاصله محوری آرماتورهای طولی آن در آن بعد طراحی شده باشد.

جدول **۹-پ۲-۷** مدت زمان مقاومت در برابر آتش FRR، (کفایت سازه‌ای) برای ستونهای مهارشده

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه‌ای) (دقیقه)	درصد آرماتور (ρ)	ابعاد حداقل (mm)							
		ترکیبات a_s و b							
		$\eta = 0.2$		$\eta = 0.3$		$\eta = 0.5$		$\eta = 0.7$	
		a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۰/۰۱	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۳۰	۲۰۰	۳۰	۳۰۰
						۲۵	۲۵۰	۲۵	۳۵۰
	۰/۰۵	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۳۰	۲۰۰
								۲۵	۲۵۰
۶۰	۰/۰۱	۳۰	۱۵۰	۴۰	۲۰۰	۴۰	۳۰۰	۲۵	۵۰۰
		۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۰۰		
	۰/۰۵	۲۵	۱۵۰	۳۵	۱۵۰	۳۵	۲۵۰	۴۰	۳۵۰
				۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۵۰	۲۵	۵۵۰
۹۰	۰/۰۱	۴۰	۲۰۰	۴۰	۳۰۰	۵۰	۵۰۰	۴۰	۵۵۰
		۲۵	۲۵۰	۲۵	۴۰۰	۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰
	۰/۰۵	۳۵	۱۵۰	۴۵	۲۰۰	۴۵	۳۰۰	۵۰	۵۰۰
		۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۵۰	۴۰	۶۰۰
۱۲۰	۰/۰۱	۵۰	۲۵۰	۵۰	۴۰۰	۲۵	۵۵۰	۶۰	۵۵۰
		۲۵	۳۵۰	۲۵	۵۵۰			۴۵	۶۰۰
	۰/۰۵	۴۵	۲۰۰	۴۵	۳۰۰	۵۰	۴۵۰	۶۰	۵۰۰

		۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰	۵۰	۶۰۰
۱۸۰	۰/۰۱	۵۰	۴۰۰	۶۰	۵۰۰	۶۰	۵۵۰	یادداشت ۳ در زیر جدول	
		۲۵	۵۰۰	۲۵	۵۵۰	۳۰	۶۰۰		
	۰/۰۵	۴۵	۳۰۰	۵۰	۴۵۰	۶۰	۵۰۰	۷۵	۶۰۰
		۲۵	۴۵۰	۲۵	۶۰۰	۵۰	۶۰۰		
۲۴۰	۰/۰۱	۶۰	۵۰۰	۴۰	۵۵۰	۷۵	۶۰۰	یادداشت ۳ در زیر جدول	
		۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰				
	۰/۰۵	۴۵	۴۵۰	۵۵	۵۵۰	۷۰	۶۰۰	یادداشت ۳ در زیر جدول	
		۲۵	۵۰۰	۲۵	۶۰۰				

در جدول ۹-پ۲-۷، b عبارت از بعد کوچکتر مقطع ستون مستطیلی یا قطر مقطع دایره بوده و مقدار η از رابطه ۹-پ۲-۲ محاسبه می گردد:

$$\eta\eta = \frac{N_f^*}{0.7(A_c f_c' + A_s f_y)} \qquad \textbf{(۹-پ۲-۲)}$$

در جدول ۹-پ۲-۷ به یادداشتهای زیر توجه شود:

۱- نسبت خارج از مرکزیت بار محوری به بعد کوچک ستون مساوی یا کوچکتر از ۰/۰۲۵ بوده و مقدار حداکثر خارج از مرکزیت از ۱۰۰ میلیمتر تجاوز نمی نماید.

۲- نسبت لاغری ستون در معرض آتش کوچکتر یا مساوی ۳۰ فرض شده است. این ضابطه برای اکثریت ستونهای ساختمانهای متعارف صادق است.

۳- عرض مقطع ستون حداقل ۶۰۰ میلیمتر بوده واثرات لاغری ستون باید ارزیابی شود.

۹-پ۲-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی (FRR) در دیوارها

۹-پ۲-۷-۱ عایق بودن دیوارها

زمان مقاومت در برابر آتش سوزی به منظور تامین عایق بودن دیوارها از جدول ۹-پ۲-۸ بدست می آید. در این جدول ضخامت موثر در دیوارهای معمولی برابر با ضخامت دیوار، و در دیوارهای مجوف برابر با سطح مقطع خالص دیوار تقسیم بر طول مقطع آن می باشد.

جدول **۹-پ۲-۸** مدت زمان مقاومت در برابر آتش FRR، (عایق بودن) دیوارها

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (عایق بودن) (دقیقه)	ضخامت موثر (mm)
۳۰	۶۰
۶۰	۸۰

۹۰	۱۰۰
۱۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۱۵۰
۲۴۰	۱۷۵

۹-پ۲-۷-۲ کفایت سازه‌ای دیوارها

مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی بمنظور تامین کفایت سازه‌ای آنها با توجه به فاصله محوری آرماتورها، a_s ، و ضخامت موثر آنها، b ، در جدول ۹-پ۲-۹ مشخص شده است.

جدول **۹-پ۲-۹** مدت زمان مقاومت در برابر آتش FRR، (کفایت سازه‌ای) دیوارها

زمان مقاومت در برابر آتش (کفایت سازه‌ای) (دقیقه)	ابعاد حداقل (mm) ترکیبات a_s و b							
	$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.35$				$\frac{N_f^*}{N_u} = 0.7$			
	دیوار در یک وجه در معرض آتش است		دیوار در دو وجه در معرض آتش است		دیوار در یک وجه در معرض آتش است		دیوار در دو وجه در معرض آتش است	
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۱۰	۱۰۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۲۰
۶۰	۱۰	۱۱۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۳۰	۱۰	۱۴۰
۹۰	۲۰	۱۲۰	۱۰	۱۴۰	۲۵	۱۴۰	۲۵	۱۷۰
۱۲۰	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۶۰	۳۵	۱۶۰	۳۵	۲۲۰
۱۸۰	۴۰	۱۸۰	۴۵	۲۰۰	۵۰	۲۱۰	۵۵	۲۷۰
۲۴۰	۵۵	۲۳۰	۵۵	۲۵۰	۶۰	۲۷۰	۶۰	۳۵۰

۹-پ۲-۷-۳ الزامات دیوارها

۹-پ۲-۷-۳-۱ محدودیتهای ارتفاع موثر دیوار

نسبت ارتفاع به ضخامت موثر دیوار نباید از ۴۰ بیشتر باشد.

۹-پ۲-۷-۳-۲ حفره‌های تاسیساتی و برقی

در صورتی که سطح حفره‌ها در هر ۵ متر مربع سطح رویه دیوار از ۱۰۰ سانتیمتر مربع کمتر باشد از کاهش ضخامت دیوار در محل حفره میتوان صرفنظر نمود. در غیر این صورت ضخامت دیوار، b، استفاده شده در جدول ۹-پ۲-۹ باید برابر با ضخامت دیوار منهای گودی حفره تاسیساتی ویا برقی منظور گردد.

۹-پ۲-۷-۳-۳ اثرات شیارها برروی کفایت سازه ای دیوارها

در دیوارهایی که بصورت یک طرفه عمل می نمایند:

- اگر امتداد شیار در جهت دهانه باشد از وجود شیار صرفنظر میشود.

- اگر امتداد شیار در جهت عمود بر دهانه بوده وطول آن از ۴ برابر ضخامت دیوار ویا ۰/۴۰ ارتفاع دیوار، هر کدام که بزرگتر است کمتر باشد، از وجود شیار صرفنظر میشود. در غیر اینصورت ضریب لاغری بر اساس ضخامت کاهش یافته دیوار در اثر شیار محاسبه می گردد.

در دیوارهایی که دارای رفتار دو طرفه هستند:

در صورتیکه شیار روی دیوار بصورت قائم بوده وطول آن از نصف ارتفاع دیوار، H_w ، کمتر ویا در صورتیکه شیار روی دیوار بصورت افقی بوده وطول آن از نصف طول دیوار ، L_w ، کمتر باشد از اثرات شیار صرفنظر می شود. در غیر اینصورت میتوان یانسبت لاغری دیوار را بر مبنای ضخامت کاهش یافته در اثر شیار محاسبه نمود ویا محل شیار در دیوار را بصورت یک وجه بدون تکیه گاه که دیوار اصلی را به دو پانل تقسیم میکند، محاسبه نمود.

۹-پ۲-۷-۳-۴ اثرات شیار بر انسجام و یا عایق بودن دیوار

از اثرات شیار بر انسجام ویا عایق بودن دیوار در موارد زیر می توان صرفنظر نمود:

- عمق شیار بیشتر از ۳۰ میلیمتر نباشد.
- سطح مقطع عرضی شیار از ۱۰ سانتیمتر مربع بیشتر نباشد.
- سطح مقطع طولی شیار در هر ۵ متر مربع سطح دیوار در یک و یا هر دو رویه دیوار از ۱۰۰۰ سانتیمتر مربع بیشتر نباشد.

در غیر اینصورت باید اثرات لاغری شامل ضخامت کاهش یافته دیوار در اثر شیار باشد.

۹-پ۲-۸ اضافه کردن مدت زمان مقاومت در برابر آتش با استفاده از مصالح اضافی عایق کننده

۹-پ۲-۸-۱ استفاده از مصالح عایق کننده

استفاده از مصالح عایق کننده برروی سطح رویه بتن موجود به منظور اضافه کردن ضخامت موثر و یا اضافه کردن فاصله محوری آرماتورهای طولی، و یا هردو با شرایط زیر مجاز است:

- استفاده از ورقه‌های پیش ساخته‌ای که ترکیب حجمی مصالح آنها از یک قسمت سیمان و ۴ قسمت ورمیکولایت (ویا پرلیت) تشکیل شده و به نحو مناسبی به رویه بتن چسبیده شده باشد.
- استفاده از پوششهای گچی-ورمیکولایت (یا پرلیت) که بصورت مخلوط ۰/۱۶ مترمکعب ماسه و ۱۰۰ کیلوگرم گچ ساخته شده باشند بصورت صفحات پیش ساخته ای که پس از خشک شدن به رویه بتن به نحو مناسبی چسبانیده می شوند و یا بصورت پاشیدنی ویا ماله کشی برروی سطح بتن قرار داده شوند.
- استفاده از هرگونه مصالح ویا ورقهایی که بر اساس آزمایش های استاندارد مقاومت در برابر آتش مناسب تشخیص داده شده باشند.

۹-پ۲-۸-۱-۱ ضخامت مصالح عایق کننده

حداقل ضخامت مصالح عایق کننده اضافی برروی بتن باید بر اساس آزمایشهای استاندارد آتش تعیین شوند.

در صورت عدم انجام هرگونه آزمایش استاندارد، جهت استفاده از مصالح ذکر شده در بندهای ۹-پ۲-۸-۱-۱ ویا ۹-پ۲-۸-۱-۲، حداقل ضخامت مورد نیاز برای مصالح اضافه شده برروی بتن برابر با اختلاف پوشش مورد نیاز ویا ضخامت موثری که در این بند مشخص شده است و پوشش واقعی ویا ضخامت موثر واقعی، هر کدام که حاکم باشد ضربدر ضریب ۰/۷۵. ضخامت بدست آمده باید به نزدیکترین ۵ میلیمتر بیشتر محدود گردد.

۹-پ۲-۸-۱-۲ مسلح کردن ملات‌های پاشیده شده و یا ماله کشی شده در جا

در مواردی که ضخامت لایه عایق اضافه شده در جا از ۱۰ میلیمتر بیشتر باشد باید از تسلیح مناسب به منظور جلوگیری از جدا شدن پوشش از بتن موجود در هنگام آتش سوزی استفاده شود.

۹-پ۲-۸-۲ اضافه کردن مصالح رویه دالها به منظور افزایش مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی

FRR برای دالها را میتوان با اضافه کردن مصالح اضافی یکپارچه با مصالح دال و یا مجزای از آن بر روی دال افزود. در اینصورت، حداقل ضخامت لایه اضافی، t_{nom} ، از رابطه ۹-پ۲-۲ بدست می آید:

$$t_{nom} = kt_d + 10 \qquad \text{(۹-پ۲-۳)}$$

در رابطه فوق t_d عبارت از تفاوت بین ضخامت موثر دال مورد نظر و ضخامت موثری که از جدول ۹-پ۲-۱ برای زمان مقاومت در برابر آتش سوزی مورد نظر بدست می آید می باشد.

ضریب k برای رویه اضافی از جنس بتن معمولی برابر با ۱/۰، برای رویه اضافی از جنس بتن سبک برابر با ۰/۸۰، و برای رویه اضافی از جنس گچ (ویا بلوکهای گچی که به یکدیگر قفل وبست می شوند) که دارای یک لایه ضد سایش در قسمت فوقانی است برابر با ۰/۶۰ می باشد.

پیوست ۳ –روش خرپائی (روش بست و بند)

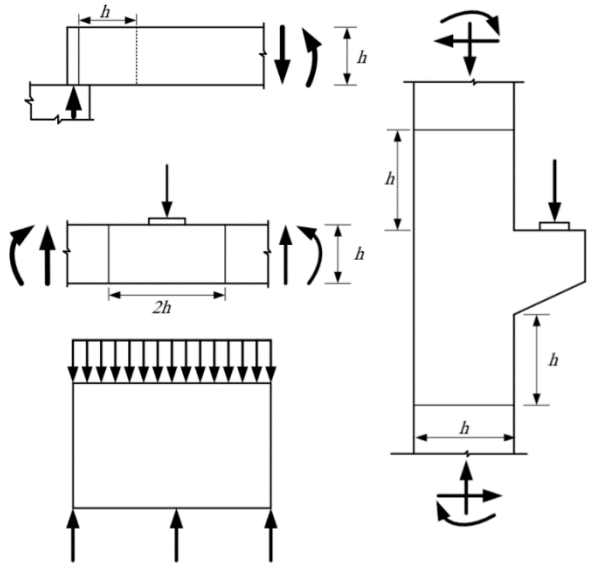
پ ۳-۱ گستره

پ ۳-۱-۱ در این پیوست جزئیات ساخت، تحلیل، و طراحی مدل خرپائی و اعضاء آن ارائه میگردد. ضوابط این پیوست در طراحی اعضا یا نواحی از اعضای بتنی که به علت ناپیوستگی هندسی یا بار دارای توزیع کرنش غیرخطی در ارتفاع مقطع شده اند کاربرد دارد.

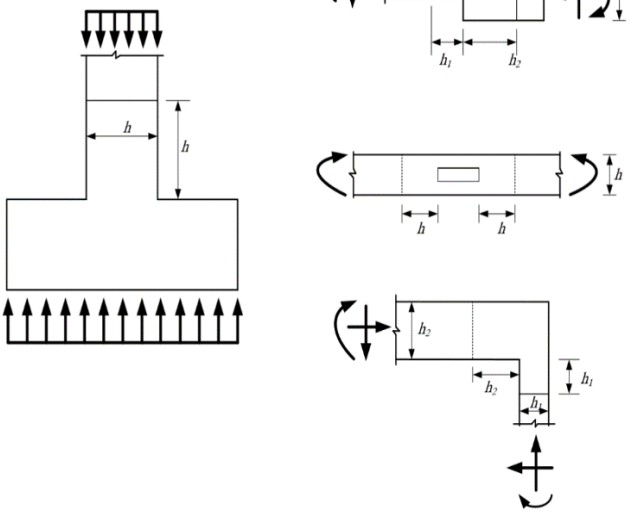
پ ۳-۲ تعاریف

پ ۳-۲-۱ تعاریف زیر در روش خرپایی(بست و بند) استفاده می‌شود.

ناپیوستگی – تغییر ناگهانی در هندسه و یا بارهای وارده (شکل **پ-۳**-۱- الف و ب).



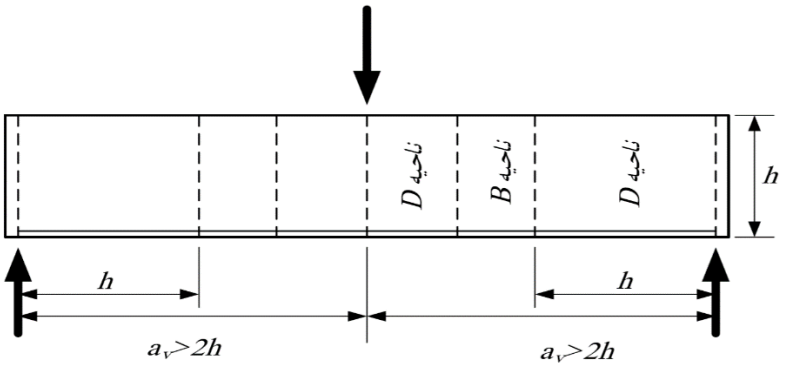
شکل پ-۳-۱-الف- نواحی با ناپیوستگی هندسی



شکل پ-۳-۱- ب- نواحی با ناپیوستگی بارگذاری و هندسی

ناحیه B(ناحیه غیر ناپیوستگی) – قسمتی از عضو که در ناحیه ناپیوستگی قرار نداشته و در آن تئوری توزیع خطی کرنش ها قابلیت کاربرد دارد.

ناحیه D (ناحیه ناپیوستگی) – قسمتی از عضو که در محدوده‌ای از محل ناپیوستگی تا فاصله‌ای برابر ارتفاع یا عمق عضو از آن واقع شده است (شکل **پ-۳**-۱ و ۲).



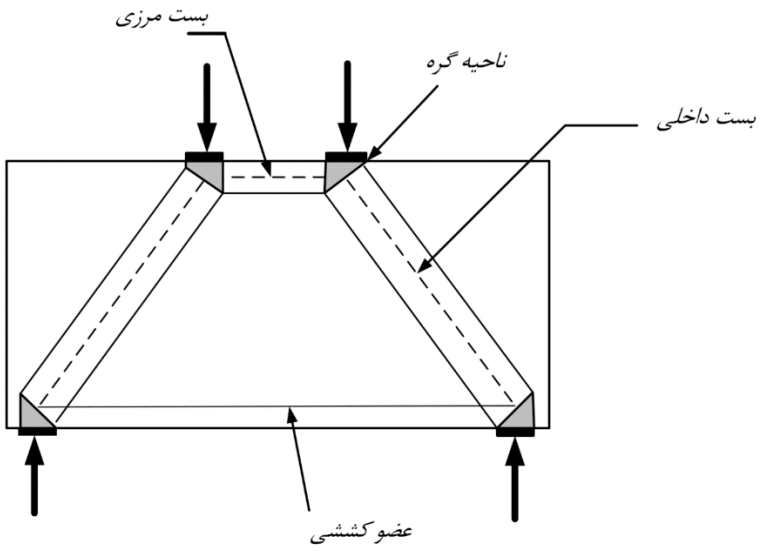
شکل پ-۳-۲- نواحی B و D در تیر با تکیه‌گاه ساده

مدل بست و بند – مدل خرپایی از عضو یا ناحیه ناپیوسته عضو بتنی که از بست‌ها و بندها و گره‌ها تشکیل شده و قادر به انتقال بارهای ضریبدار وارده به تکیه گاه یا ناحیه غیرناپیوسته مجاور است (شکل پ-۳-۳).

عضو فشاری(بست) – عضوی درمدل خرپائی که تحت فشار قرار دارد و معرف منتجه یک میدان نیروهای فشاری موازی یا بادبزنی است.

بست مرزی – بست واقع شده در مرز عضو یا ناحیه ناپیوسته.(شکل پ-۳-۳)

بست داخلی – بست غیر واقع در مرز عضو یا ناحیه ناپیوسته(شکل پ-۳-۳).



شکل پ-۳-۳- اجزای مدل خرپایی (بست و بند)

عضو کششی(بند) - عضوی در مدل خرپائی که تحت کشش قرار دارد.

گره – نقطه‌ای در مدل بست و بند که محورهای اعضاء فشاری، کششی، و بارهای متمرکز از آن گذر کرده ودارای بعد نمی-باشد.

ناحیه گرهی – حجمی از بتن در اطراف گره که نیرو ها را در محل گره انتقال می دهد.

گره خم میلگرد – ناحیه خم شده میلگرد یا میلگردهای پیوسته که معرف یک گره باشد.

پ ۳-۳ کلیات

پ ۳-۳-۱ مدل های خرپایی از تعدادی اعضاء فشاری (بست‌ها) که از بتن به تنهائی و یا بتن و آرماتورتشکیل شده اند و اعضاء کششی (بندها) که از آرماتورها تشکیل شده اند ساخته میشود. این اعضاء در محل گره‌ها به یکدیگر متصل شده و یک سیستم خرپای باربر را تشکیل میدهند. در مدل‌های خرپائی الزامات زیر باید رعایت شود:

الف- محل وارد شدن بارها فقط از طریق گره ها بوده و اجزاء فشاری و کششی فقط تحت بارهای محوری قرار میگیرند.

ب – مدل خرپائی باید مشخص کننده مسیر انتقال بار به تکیه گاهها ویا به اعضای مجاور باشد.

پ – اصول تعادل استاتیکی بین نیروهای وارده و عکس العمل ها باید برقرار باشد.

ت – ابعاد اجزاء فشاری، کششی، و گره ها باید در مدل منظور شوند.

ث – هر عضو فشاری باید سایر اعضاء فشاری را فقط در محل گره ها قطع نماید.

ج – اعضاء کششی میتوانند اجزاء کششی دیگر و یااجزاء فشاری را در محلی غیر از گره ها قطع نمایند.

چ – زاویه بین محورهای اعضاء کششی و فشاری در هر گره نباید کمتر از ۲۵ درجه باشد.

ح – درتیرهای عمیقی که بر اساس مدل خرپائی محاسبه میشوند باید ضوابط بند ۹-۱۱-۸-۲ نیز رعایت شوند.

خ – در دستک‌ها و نشیمن‌هائی که با استفاده از مدل خرپائی محاسبه میشوند و نسبت دهانه برشی به عمق آنها (a_v/d) از ۲ کمتر است باید علاوه بر رعایت بندهای ۹-۱۷-۴-۲و ۹-۱۷-۴-۶، رابطه زیر نیز ارضاء شود.

$$A_{sc} \geq 0.04(\frac{f'_c}{f_y})(b_w d) \qquad (۱)$$

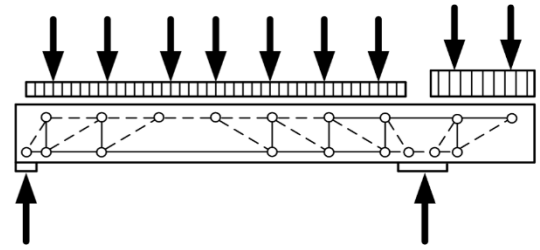
A_{sc}: سطح مقطع آرماتور اصلی دستک یا نشیمن، f'_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن(مگا پاسگال) ،f_y : مقاومت تسلیم مشخصه برای آرماتور غیرپیش تنیده (مگا پاسگال) ، b_w: عرض جان یا قطر مقطع دایره ای عمود بر صفحه دستک یا نشیمن(میلیمتر) ، d: فاصله آخرین تارفشاری تا مرکز آرماتورهای کششی اصلی دستک یا نشیمن طولی (میلیمتر).

د- در مواردی که سطوح مستعد برش اصطکاک وجود دارد، ضوابط ۹-۸-۸ باید در نظر گرفته شود.

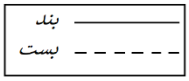
ذ- در صورت طراحی اجزای سیستم های باربر لرزه ای با مدل بست و بند ضوابط بند پ۳-۸ نیز باید در نظر گرفته شود.
پ ۳-۳-۲ استفاده از مدل خرپائی برای محاسبه قسمتهائی از سازه بتن آرمه که در آنها تئوری توزیع خطی کرنش ها صادق

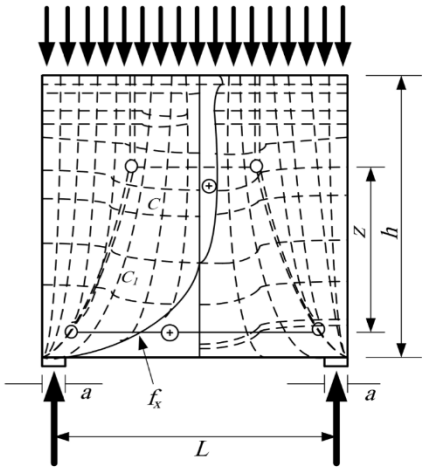
نیست مثل تیرهای عمیق تیغه ها، دستک‌ها و نشیمن‌ها، محل‌های تغییرات ناگهانی در هندسه و یا بارگذاری‌های متمرکز (ناپیوستگی)، و دیافراگم‌ها، سرشمع ها و دیوارهای دارای بازشو کاربری دارد.

پ۳-۳-۳ مدل کلی سازه‌ای که شکل یک خرپای ایده آل آلیزه شده را دارا است باید یک مسیر قابل قبول انتقال نیرو از محل وارد شدن بار تا تکیه‌گاه‌ها و یا اجزاء مجاور در ناحیه B را پوشش دهد. شکل پ-۳-۴ استفاده از مدل خرپائی در برخی اعضاء و یا قسمت هائی که در آنها تنش های ایجاد شده در اعضای مدل خرپائی نشان گر مسیر تنش‌های اصلی ایجاد شده در عضو میباشد را نشان میدهد.

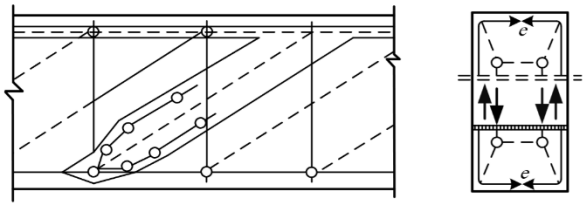


الف-تیرو کنسول با تکیه گاه ساده

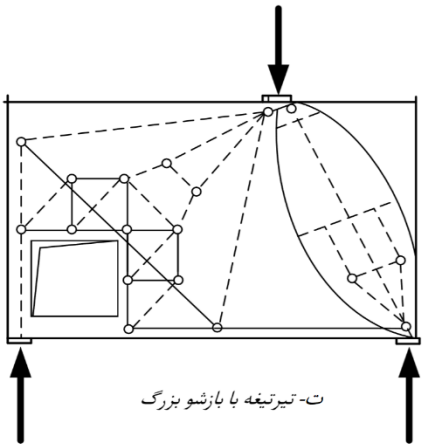




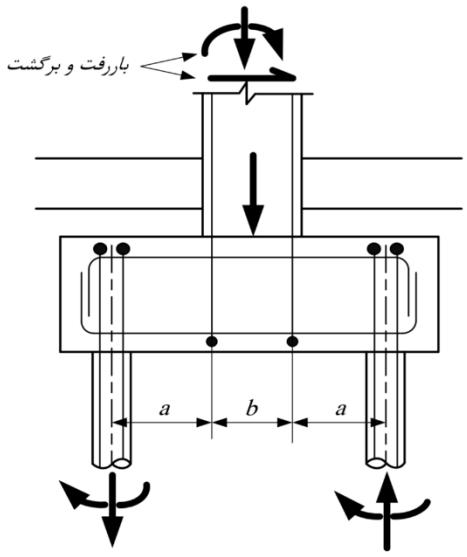
ب- میدان تنش و مدل خرپایی برای یک تیر تیغه



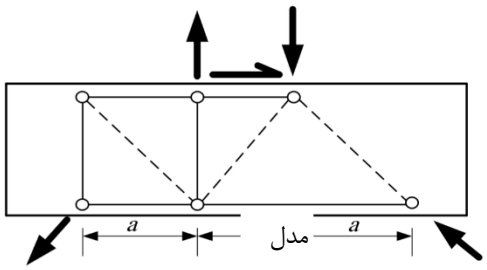
پ- عضو فشاری قطری درجان دارای خاموت



ت- تیرتیغه با بازشو بزرگ



جزئیات



مدل

ث-سرشمع

شکل پ-۳-۴ - مدل‌های خرپایی شامل اعضاء فشاری و کششی که نشانگر میدان تنش می‌باشند.

پ ۳-۴ اعضاء فشاری (بست ها)

پ ۳-۴-۱ مقاومت اعضاء فشاری(بست‌ها)

پ۳-۴-۱-۱ مقاومت فشاری اسمی هر عضو فشاری، F_{ns} ، بصورت زیر محاسبه میشود:

(الف) در اعضاء فشاری بدون آرماتورهای طولی

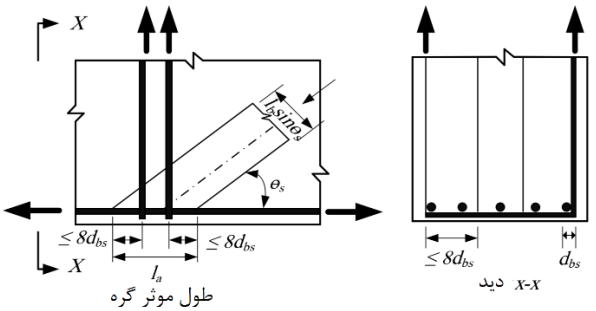
$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} \qquad (۲)$$

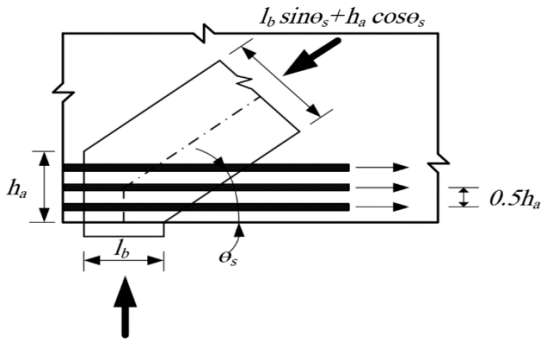
(ب) در اعضاء فشاری با آرماتورهای طولی

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \qquad (۳)$$

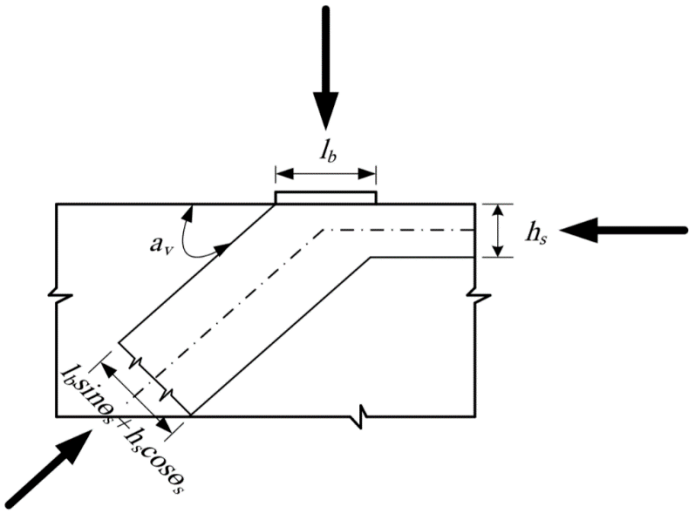
در روابط فوق F_{ns} برابر با کوچکترین مقدارمحاسبه شده در دو انتها و A_{cs} سطح مقطع عضو فشاری در انتهای مورد نظر در وجه ناحیه گره بوده و f_{ce} مقاومت فشاری موثر بتن بوده و بر اساس بند پ۳-۴-۱-۴ محاسبه میشود. A'_s سطح مقطع آرماتور فشاری در امتداد طول عضو فشاری، و f'_s تنش در آرماتورهای فشاری محاسبه شده بر اساس ظرفیت محوری اسمی عضو فشاری است. برای آرماتورهای با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال، مقدار f'_s را میتوان برابر با f_y در نظر گرفت.

مقدار A_{cs} باید با در نظر گرفتن سطح بتن موجود و شرایط مهاربندی در انتهای جزء فشاری، طبق شکل پ-۳-۵ محاسبه شود. هنگامی که جزء فشاری(بست) فقط با آرماتورگذاری مهار شده است، سطح بتن موثر میتواند تا فاصله حداکثر ۸برابر قطر آرماتور طولی از آرماتور وجه طولی خاموت های بسته شده در نظر گرفته شود و پوشش بتن طبق شکل پ-۳-۵ نادیده گرفته شود.





الف: جزء فشاری مهارشده با آرماتور　　ب: جزء فشاری مهار شده با صفحه تماسی و آرماتور



پ: جزء فشاری مهار شده با صفحه تماسی و جزء فشاری دیگر

شکل پ-۳-۵- اثر شرایط مهاربندی بر سطح مقطع عرضی موثر جزء فشاری

پ۳-۴-۱-۲ مقاومت فشاری موثر بتن در یک عضو فشاری، f_{ce} ، بر اساس بندهای پ۳-۴-۱-۳ و پ۳-۴-۱-۵ محاسبه میشود.

پ۳-۴-۱-۳ مقاومت فشاری موثر بتن، f_{ce} ، در یک عضو فشاری را باید از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \qquad (۴)$$

در رابطه فوق β_s و β_c ضرایبی است که مقاومت موثر بتن در عضو فشاری را میدهد و هستند که براساس جداول پ-۳- ۱ و ۲ محاسبه می شوند. و در آن اثرات ترک خوردگی و آرماتورهای کنترل ترک خوردگی بر روی مقاومت فشاری موثر بتن در نظر گرفته شده است.

جدول پ-۳- ۱ ضریب $\boldsymbol{\beta_s}$ در عضو فشاری

محل بست	نوع بست	شرایط	β_s
اعضای کششی یا ناحیه کششی در عضو	هر نوع	همه حالات	0.4
سایر حالات	بست مرزی	همه حالات	1.0
	بست داخلی	تسلیح عرضی مطابق بند پ ۳-۴-۲	0.75
		رعایت برش حداکثر مطابق بند پ۳-۴-۱-۴	0.75
		واقع در اتصال تیر به ستون	0.75
		سایر موارد	0.4

جدول پ-۳- ۲ ضریب $\boldsymbol{\beta_c}$ (ضریب محصوریت هندسی بست و گره)

محل	β_c	
انتهای بست متصل به گرهی که شامل سطح اتکایی است، باشد یا گرهی که شامل یک سطح اتکایی است	کمترین دو مقدار	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$
		2
سایر حالات	1.0	

*A1 سطح اتکایی گره

** A2 سطح قاعده هرم یا مخروط ناقصی که از از امتداد یافتن سطح اتکایی گره به داخل عضو با زاویه بازشدگی ۲ به ۱ (حدود ۶۳ درجه) بگونه‌ای که بطور کامل داخل عضو بتنی قرار گیرد، حاصل می‌گردد.

پ۳-۴-۱-۴ در صورتی که ابعاد عضو یا ناحیه بتنی بگونه‌ای باشد که برش از مقدار زیر تجاوز نکند می‌توان بدون رعایت بند پ۳-۴-۲ از ضریب β_s برابر با 0.75 استفاده نمود.

$$V_u \le \phi 0.42 \tan\theta \lambda \lambda_s \sqrt{f_c'} b_w d \qquad (۵)$$

که در رابطه فوق θ زاویه عضو فشاری، λضریب بتن سبک و λs ضریب اثر اندازه است که در صورت رعایت بند پ۳-۴-۲ برابر ۱ در نظر گرفته می شود و در غیر اینصورت از رابطه زیر تعیین می شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{250}}} \qquad (۶)$$

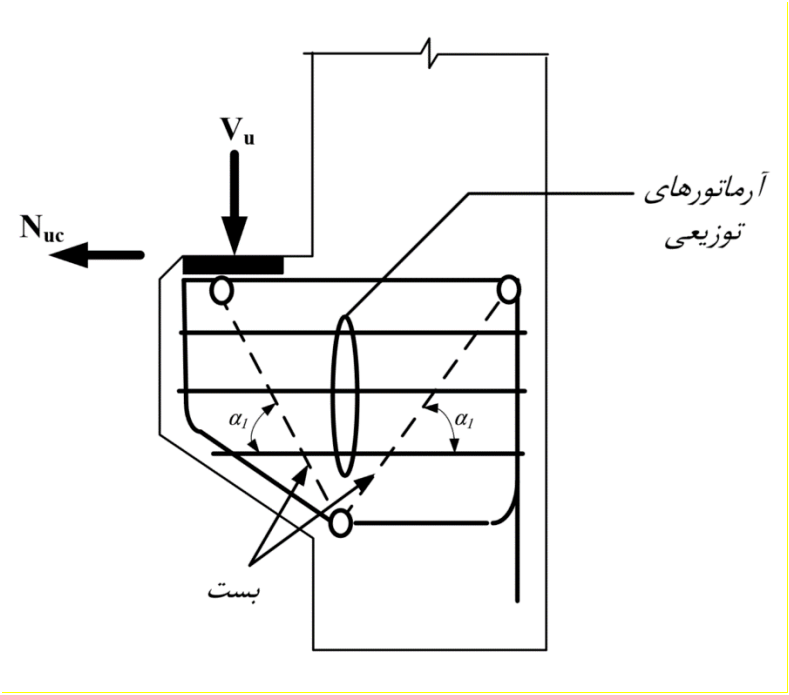
پ۳-۴-۱-۵ در صورت استفاده از آرماتورهای محصورکننده در طول عضو فشاری، میتوان اثر این آرماتورها در ازدیاد مقدار f_{ce} را بر اساس آزمایش و یا روابط تحلیلی معتبر منظور نمود.

پ ۳-۴-۲ آرماتور توزیعی کنترل ترک در اعضای فشاری داخلی ~~آرماتورهای که اعضاء فشاری بطری شکل راقطع میکنند~~

پ۳-۴-۲-۱ در اعضاء فشاری داخلی که با ضریب $\beta_s = 0.75$ محاسبه شده اند، آرماتورهایی جهت تحمل کشش عرضی ایجاد شده در اثرگسترده شدن سطح فشار درقسمتهای میانی عضو فشاری مطابق با جدول پ-۳- ۳ توزیع می‌شود.

جدول پ-۳- ۳ حداقل آرماتور توزیعی

شرایط محصوریت هندسی عضو فشاری	چیدمان آرماتورهای توزیعی	حداقل نسبت آرماتور توزیعی
محصور نشده	شبکه متعامد	0.0025 در هر جهت
	آرماتورهای یک‌جهته با زاویه α_1 حداقل ۴۰ درجه نسبت به محور عضو فشاری داخلی (شکل ۶)	$\frac{0.0025}{\mathrm{Sin}^2\alpha_1}$
محصور هندسی (بند پ۳-۴-۲-۳)	لزومی به آرماتور توزیعی نیست	



شکل پ-۳-۶ آرماتورهای توزیعی عرضی اعضای فشاری

(کمترین زاویه آرماتورهای عرضی با اعضای فشاری از ۴۰ درجه کمتر نباشد)

پ۳-۴-۲-۲ فاصله آرماتورهای توزیعی بر اساس جدول ۳ نباید از ۳۰۰ میلیمتر تجاوز کند .

پ۳-۴-۲-۳ در صورتی اعضای فشاری محصور هندسی محسوب می شوند که یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

الف: عضو بتنی در امتداد عمود بر صفحه مدل خرپایی پیوسته باشد.

ب: ضخامت بتن محصور کننده عضو فشاری در جهات عمود بر امتداد عضو از نصف عرض عضو فشاری کمتر نباشد.

پ: عضو فشاری در اتصال تیر به ستون واقع شده باشد و اتصال از همه طرف توسط تیرها یا دال بتنی محصور شده باشد.

پ۳-۴-۲-۴ طول مهاری آرماتور های توزیعی کنترل ترک اعضای فشاری داخلی باید تا قبل از رسیدن به وجوه عضو تامین شده باشد.

پ ۳-۴-۳ جزئیات آرماتورگذاری طولی اعضاء فشاری

پ ۳-۴-۳-۱ آرماتورهای فشاری باید موازی با محور عضو فشاری بوده و بایددر طول عضو فشاری با تنگ های بسته مطابق بند
پ ۳-۴-۳-۳ ویا با دورپیچ هائی مطابق بند پ ۳-۴-۳-۴ محصور شده باشند.

پ ۳-۴-۳-۲ آرماتورهای فشاری باید در وجه ناحیه گره بگونه ای مهار شوند که بتوانند تنش f_s' که بر اساس بند پ۳-۴-۱ محاسبه میشود را تامین نمایند.

پ ۳-۴-۳-۳ تنگهای بسته باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ و سایر قسمت های این بند باشند.

الف – فاصله تنگهای بسته، s ، از یکدیگر نباید از کوچکترین مقدار بعد کوچک مقطع عضو فشاری، ۴۸ برابر قطر تنگ، ویا ۱۶ برابر آرماتورطولی فشاری بیشتر باشد.

ب – اولین تنگ بسته نباید بیش از $0.5s$ از وجه ناحیه گره در هر یک از دو انتهای عضو فشاری دورتر قرار داده شود.

پ – تنگ‌های بسته باید بگونه ای نصب شوند که هرکدام از میلگردهای طولی واقع در گوشه‌های عضو، و یا سایر آرماتورهای طولی بصورت یک در میان بوسیله گوشه تنگ‌ها ویا سنجاق‌ها با زاویه قلاب انتهائی ۱۳۵ درجه که بطرف داخل خم شده‌اند در بر گرفته شده و فاصله هیچ کدام از آرماتورهای طولی از چنین آرماتورها از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر نباشد.

پ ۳-۴-۳-۴ دورپیچ‌های محصور کننده آرماتورهای فشاری باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۳ باشند.

پ ۳-۵ اعضاء کششی (بندها)

پ ۳-۵-۱ مقاومت اعضاء کششی

پ ۳-۵-۱-۱ ظرفیت کششی اسمی یک عضو کششی، F_{nt} ، از رابطه زیر بدست می آید:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y \qquad (۷)$$

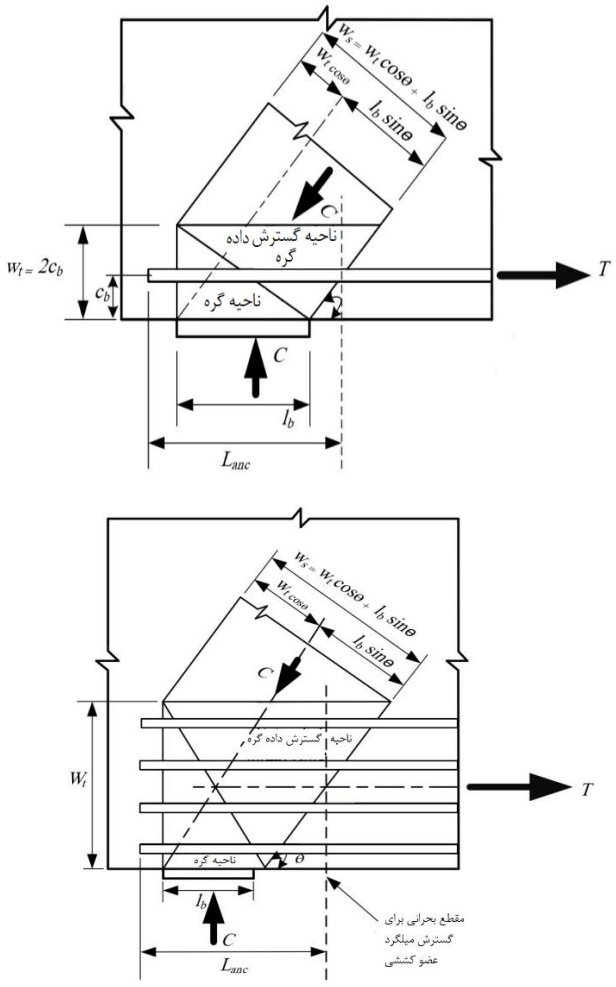
که A_{ts} سطح کل آرماتورهای کششی در امتداد عضو کششی است.

پ ۳-۵-۲ جزئیات آرماتورگذاری اعضاء کششی

پ۳-۵-۲-۱ محور آرماتورهای کششی باید بر روی محور عضو کششی منطبق باشد.

پ۳-۵-۲-۱ مهار آرماتورهای کششی باید از طریق طول گیرایی مستقیم، قلاب های استاندارد، و یا وسایل مکانیکی بر اساس ضوابط بند پ۳-۵-۲-۲ تامین شود (بجز اعضای کششی امتداد یافته از گره های خم میلگرد که بر اساس بند پ-۳-۷ طراحی می‌شوند).

پ۳-۵-۲-۲ مهار آرماتورهای عضو کششی باید در هر جهت تا نقطه ای که مرکز آرماتورهای کششی از ناحیه گره بسط داده شده خارج می شود، تامین گردد (شکل پ-۳-۷).



الف: یک ردیف آرماتورکششی **ب: توزیع آرماتور کششی**

شکل پ-۳-۷ نواحی گره بسط داده شده

پ ۳-۵-۲-۳ اجزای کششی مهارکننده اجزای فشاری در نواحی دور از نواحی تکیه گاهی، باید با خاموت هایی با هر خم محصور کننده آرماتور طولی در نظر گرفته شود. آرماتور کنترل ترک خوردگی استفاده شده بعنوان اجزای کششی باید شامل خاموت های بسته شده با هر خم محصور کننده آرماتور طولی باشد.

پ ۳-۶ گره‌ها

پ ۳-۶-۱ مقاومت ناحیه گره

پ۳-۶-۱-۱ مقاومت فشاری اسمی ناحیه گره، F_{nn} ، از رابطه زیر محاسبه میشود.

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \qquad (۸)$$

در رابطه فوق f_{ce} بر اساس بندهای پ۳-۶-۱-۲و یا پ۳-۶-۱-۳ و A_{nz} بر اساس بندهای پ۳-۶-۱-۴ ویا پ۳-۶-۱-۵ محاسبه میشود.

پ۳-۶-۱-۲ مقاومت فشاری موثر بتن در وجه ناحیه گره، f_{ce} ، از رابطه زیر محاسبه میشود.

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f_c' \qquad (۹)$$

β_n ضریبی است که مقاومت موثر بتن درگره را میدهد و از جدول پ-۳- ۴ بدست می‌آید و βc که نشان دهنده تاثیر محصوریت هندسی گره است، از جدول پ-۳-۲ تعیین می شود. اگر اعضای کششی وارد به گره هم امتداد باشند، در جدول پ-۳- ۴ یک عضو کششی مهاری منظور می شود.

جدول پ-۳- ۴- ضریب β_n در نواحی گره

β_n	وضعیت ناحیه گره
1.0	ناحیه گره با اعضاء فشاری، تکیه‌گاه‌ها، یا هر دو در تماس است
0.8	یک عضو کششی در ناحیه گره مهار شده است
0.6	دو یا چند عضو کششی در ناحیه گره مهار شده‌اند

پ۳-۶-۱-۳ در صورت استفاده از آرماتورهای محصور کننده در ناحیه گره ، در صورتی که اثرات آنها از طریق آزمایش و یا تحلیل مشخص شده باشد، میتوان مقدار f_{ce} را افزایش داد.

پ۳-۶-۱-۴ سطح هریک از وجوه ناحیه گره، A_{nz} ، را میتوان برابر با کمترین دومقدار زیر منظور نمود.

(الف) سطح وجهی از ناحیه گره که عمود بر امتداد نیروی F_{us} است.

(ب) سطح مقطعی از ناحیه گره که عمود بر امتداد منتجه نیروهای اثر کننده بر ناحیه گره میباشد.

پ۳-۶-۱-۵ در یک مدل خرپائی سه بعدی، سطح هریک از وجوه ناحیه گره باید حداقل برابر با آنچه در بند پ۳-۶-۱-۴ ذکر شده بوده و شکل هر یک از وجوه ناحیه گره باید مشابه شکل تصویر انتهای عضو فشاری بر روی وجهی از ناحیه گره که عضو به آن وصل می‌شود، باشد.

پ۳-۷ گره‌های خم میلگرد

پ۳-۷-۱ جزئیات گره‌های خم میلگرد بر اساس ضوابط این بخش تعیین می شوند.

پ۳-۷-۲ اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم 2db یا بیشتر باشد، شعاع داخلی خم میلگرد، rb ، نباید از مقادیر زیر و نیز حداقل شعاع خم میلگرد کمتر باشد.

الف: گره خم میلگرد با خم کمتر از ۱۸۰ درجه

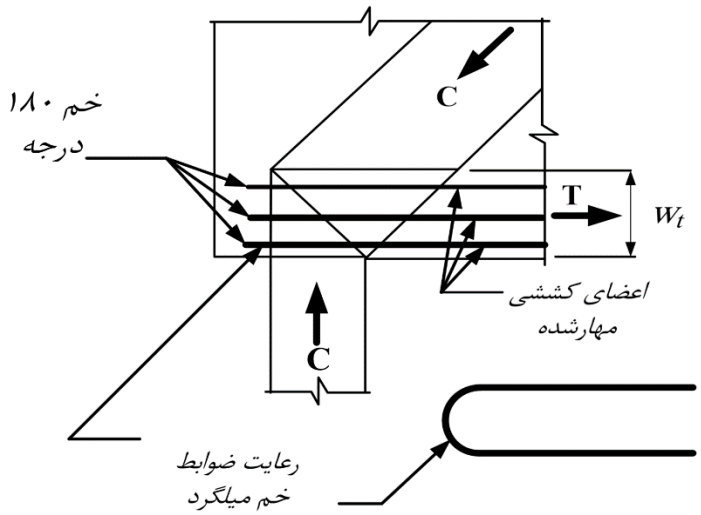
$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f_c'} \qquad (۱۰)$$

که در رابطه فوق b_c عرض عضو فشاری(ضخامت گره) است.

ب: اعضای کششی مهارشده با خم ۱۸۰ درجه (شکل پ-۳-۸)

$$r_b \geq \frac{1.5A_{ts}f_y}{w_t f_c'} \qquad (۱۱)$$

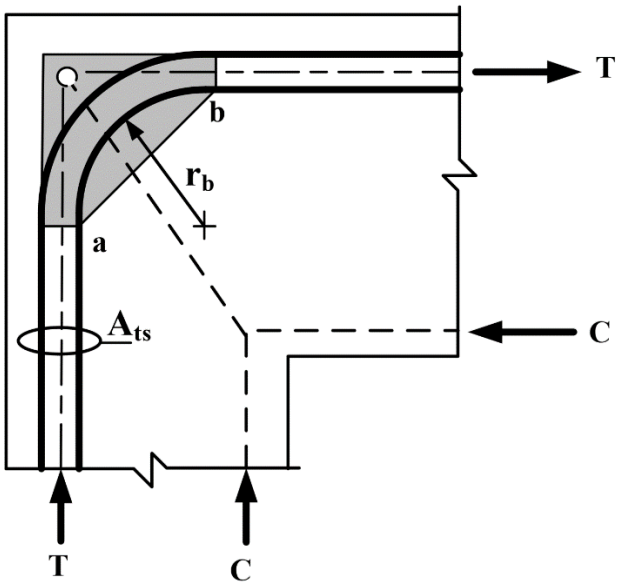
که در رابطه فوق w_t عرض موثر عضو کششی است (شکل پ-۳- ۸).



شکل پ-۳- ۸ مهار میلگردهای با خم ۱۸۰ درجه

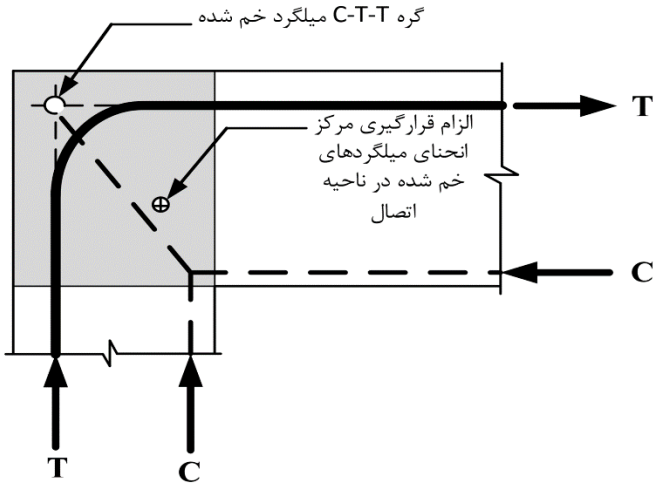
پ۳-۷-۳ اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم کمتر از $2d_b$ باشد، شعاع خم تعیین شده توسط پ۳-۷-۲ در ضریب $\frac{2d_b}{C_c}$ ضرب می‌شود که C_c پوشش جانبی موجود عمود بر صفحه خم است.

پ۳-۷-۴ اگر گره‌های خم میلگرد از بیش از یک ردیف آرماتور تشکیل شود، A_{ts}را باید سطح کل ارماتورها و r_b را باید شعاع خم داخلی‌ترین ردیف آرماتورها در نظر گرفت(شکل پ-۳- ۹).



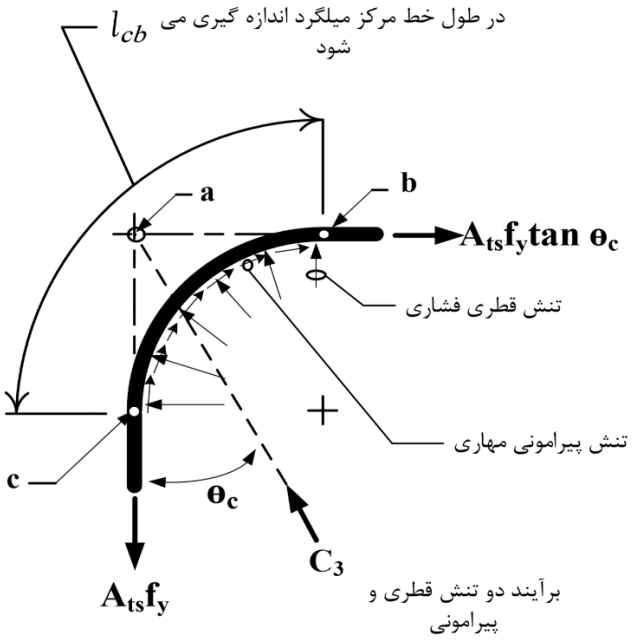
شکل پ-۳- ۹ شعاع داخلی خم برای چند ردیف میلگرد

پ۳-۷-۵ در اتصالات گوشه قابها مرکز انحنای میلگردها باید در محل گره اتصال قرار گیرد(شکل پ-۳- ۱۰)



شکل پ-۳- ۱۰ الزام قرارگیری مرکز انحنای میلگردهای خم شده در ناحیه اتصال

پ۳-۷-۶ طول ناحیه خم شده میلگرد، l_{cb} ، باید برای تامین مهار اختلاف نیروهای کششی در دو سمت میلگردهای خم شده کفایت داشته باشد(شکل پ-۳- ۱۱).



شکل پ-۳- ۱۱ مهار اختلاف نیروهای کششی در دو سمت میلگرد خم شده در امتداد خم

پ۳-۸ طرح مقاوم لرزه‌ای به روش خرپایی (بست و بند)

پ۳-۸-۱ در طراحی اعضای یک سیستم مقاوم لرزه ای با شکل پذیری زیاد با روش بست و بند، علاوه بر ضوابط فصل بیستم باید ضوابط پ۳-۸-۲ الی پ۳-۸-۵ نیز برآورده گردد.

پ۳-۸-۲ مقاومت جزء فشاری (بست)

پ۳-۸-۲-۱ مقاومت فشاری موثربدست آمده در بخش پ۳-۴-۱ باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

پ۳-۸-۳ جزئیات آرماتور بندی اجزای فشاری (بست‌ها)

پ۳-۸-۳-۱ آرماتور بندی اجزای فشاری باید ضوابط یکی از بندهای پ۳-۸-۳-۲ یا پ۳-۸-۳-۳ را برآورده نماید.

پ۳-۸-۳-۲ اجزای فشاری باید حداقل به چهار آرماتور طولی که در چهارگوشه خاموت قرار گرفته‌اند مسلح شوند. آرماتورهای عرضی باید عمود بر امتداد جزء فشاری بوده و ضوابط زیر را رعایت کنند.

الف: با جزئیات ارائه شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف تا ث) سازگار باشند.

ب: $\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ حداقل برای آرماتورهای عرضی جزء فشاری از نوع تنگ بسته بر اساس بزرگترین مقدار بدست آمده از دو رابطه (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳) تعیین گردد.

پ: فواصل آرماتورهای عرضی در امتداد محور جزء فشاری از ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ پیروی کند و از مقادیر جدول ۵ تجاوز نکند.

ت: آرماتورهای عرضی به داخل نواحی گره ادامه یابند.

پ۳-۸-۳-۳ آرماتورهای عرضی باید در جهات متعامد و در کل عرض عضو و یا ناحیه دارای جزء فشاری، امتداد یابند و ضوابط زیر را برآورده سازند.

الف: با جزئیات ارائه شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف تا ث) سازگار باشند.

ب: $\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ حداقل برای آرماتورهای عرضی در کل مقطع عضو از نوع تنگ بسته بر اساس بزرگترین مقدار بدست آمده از دو رابطه (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳) تعیین گردد.

پ: فواصل آرماتورهای عرضی در امتداد محور طولی عضو از مقادیر جدول پ-۳- ۵ تجاوز نکند.

ت: فاصله ساق خاموتها و سنجاقیها هم در جهت قائم و هم در جهت افقی از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نکند. ضمنا گوشه هر سنجاقی یا ساق خاموت بسته در بردارنده یک آرماتور طولی با با قطر معادل خاموت یا بزرگتر باشد.

پ۳-۸-۴ اجزای کششی (بندها)

پ۳-۴-۸-۱ طول مهاری آرماتورهای کششی در ضریب ۱/۲۵ ضرب شود.

پ۳-۸-۵ مقاومت نواحی گره

پ۳-۸-۵-۱ مقاومت فشاری نواحی گره که بر اساس بند پ۳-۶ محاسبه می‌گردد باید در ضریب ۰/۸ ضرب گردد.

جدول پ-۳- ۵ محدودیت فاصله آرماتورهای عرضی

نوع میلگرد	حداکثر فاصله مرکز تا مرکز میلگردها	
S400 یا S420	بزگترین	6db
		150mm
S500 و بالاتر	بزرگترین	5db
		150mm

پ۳-۹ گام‌های محاسباتی و مدل‌سازی خرپاها

گام‌های متداول قابل کاربرد در مدل‌های خرپائی مطابق زیر است:

(۱) بارهای ضریب دار روی عضو (مرده، زنده، باد و زلزله) با استفاده از فصل ۷ محاسبه شوند. برای هر ترکیب بار بحرانی، موارد ۲ تا ۸ انجام شوند.

(۲) عکس العمل های عضو بر اساس تعادل استاتیکی استاتیک محاسبه گردد.

(۳) تنش های اتکائی در محل‌های وارد شدن بارهای خارجی و عکس العمل‌ها محاسبه شوند.

(۴) بر اساس آزمایش‌ها یا روشهای تحلیلی مناسب، جریان نیرو در عضو یا ناحیه مورد نظر در عضو تخمین زده شود.

(۵) یک مدل مقدماتی خرپائی که از اعضاء فشاری و کششی تشکیل شده و تا حد زیادی بر جریان نیرو منطبق است ساخته شود.

(۶) تعادل استاتیکی مدل خرپائی تحت بارهای وارده و عکس‌العمل‌ها کنترل شود. در مدل خرپای مقدماتی می‌توان فقط محور اعضاء را منظور نمود.

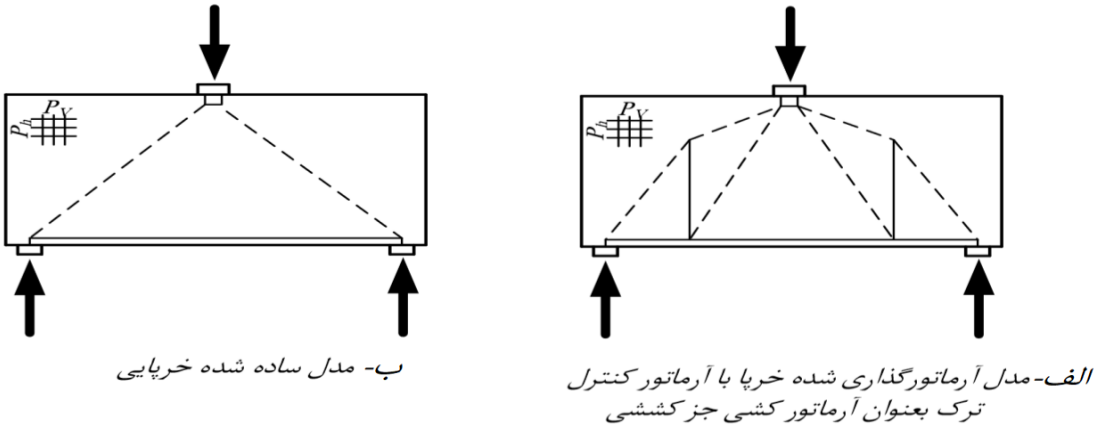
(۷) ابعاد مورد نیازهر ناحیه گره بر اساس مقاومت فشاری گره ویا عضو فشاری، هر کدام بحرانی است تخمین زده شوند.

(۸) اطمینان حاصل شود که مقاومت اعضاء فشاری، کششی، و نواحی گره با منظور نمودن ضریب Ø برابر با ۷۵/. از بارهای وارده بیشتر است.

پ ۳-۱۰ کنترل ترک

سازه ها، اعضا یا قسمت هایی از آنها (بجز دال ها و شالوده ها) که بر اساس ضوابط این پیوست طراحی شده‌اند باید دارای شبکه متعامدی از آرماتورهای کنترل ترک باشند. می توان از آرمانور کنترل ترک اعضای فشاری داخلی که در بند پ۳-۴-۲ داده شده است بدین منظور استفاده نمود. نسبت آرماتور برای آرماتور کنترل ترک در هر یک امتدادهای متعامد نباید کمتر از ۰/۰۰۲ باشد. فاصله این آرماتورها نباید از ۳۰۰میلیمتر تجاوز کند. آرماتور کنترل ترک را در اجزا کششی میتوان بعنوان آرماتور جزء کششی در محاسبات مقاومتی در نظر گرفت.

آرماتور کنترل ترک بر اساس شکل پ-۳-۹ می‌تواند به عنوان جزء کششی در مدل خرپایی ایجاد شده استفاده شده و به خوبی مهار شود شده است.



الف- مدل آرماتورگذاری شده خرپا با آرماتور کنترل ترک بعنوان آرماتور کششی جز کششی

ب- مدل ساده شده خرپایی

شکل پ-۳- ۱۲: مدل خرپایی ساده و دقیق برای تیر عمیق

۹-پ۴ روش طراحی ساده ساختمان‌های بتنی

۹-پ۴-۱ کلیـــــات و دامنه کاربرد

هدف این پیوست ارائه حداقل مقرراتی است که با رعایت آنها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های بتن مسلح با سیستم ساختمانی قاب خمشی بتنی متوسط موضوع این پیوست فراهم شود. مقررات این پیوست میتواند در طرح ساختمان‌های قاب خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه با حداکثر ۳ طبقه و یک خرپشته و حداکثر ارتفاع ۱۲ متر از روی پی و به ابعاد حداکثر ۸ متر در۱۰ متر در پلان ساختمان بکارگرفته شود. بتن سازه‌ای با سنگدانه‌های معمولی و سیمان پرتلند استاندارد ساخته می‌شوند و مقاومت مشخصه آنها با توجه به ضوابط پیوست ۹-پ۱ (دوام بتن و آرماتور) تعیین میشود ولی حداقل برابر ۲۰ مگاپاسکال و میلگرد ها S۴۲۰ می‌باشد.

۹-پ۴-۲ طراحی اجزاء سیستم قاب خمشی

۹-پ۴-۲-۱ دامنه کاربرد و محدودیت‌ها

۱- دامنه کاربرد این روش طراحی برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه مسکونی یک و دو خانواری است که در آن طبقات فقط دارای کاربری مسکونی می‌باشد و نزدیک گسل قرار ندارند.

۲- حداکثر ارتفاع ساختمان می‌تواند ۱۲ متر باشد.

۳- تعداد طبقات ساختمان با احتساب زیرزمین سه طبقه و یک خرپشته می‌باشد.

۴- حداکثر ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می‌باشد و ارتفاع هر طبقه نباید بیش از ۱۰ درصد ارتفاع طبقه زیر آن کمتر باشد.

۵- حداکثر عرض ساختمان ۸ متر و طول آن ۱۰ متر می‌باشد.

۶- تعداد دهانه‌ها هم در جهت طول و هم در جهت عرض برابر ۲ دهانه می‌باشد.

۷- ابعاد دهانه‌ها حداقل ۳ و حداکثر ۵ متر می‌تواند باشد.

۸- از اختلاف تراز در یک طبقه ساختمان باید حتی الامکان پرهیز شود. در صورت وجود، حداکثر اختلاف تراز در یک طبقه باید به ۶۰ سانتیمتر محدود شود.

۹- سقف‌ها از نوع تیرچه بلوک می‌باشد.

۱۰- تیپ خاک میتواند ۱ تا ۳ باشد و نباید روانگرا باشد.

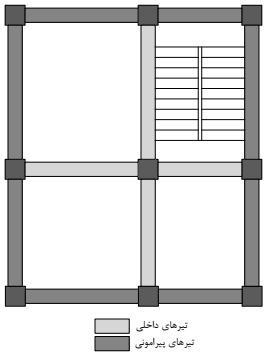
۱۱- ضوابط پیوست ۹-پ۱ (دوام بتن و آرماتور) باید در طراحی ملحوظ شود.

۹-پ۴-۳ طراحی

در بندهای ۹-پ۴-۳-۱ الی ۹-پ۴-۳-۴ روالی برای طراحی ساده تیر، ستون، سقف و پی ساختمان داده شده است. استفاده از این روال حالت راهنما داشته و مهندس طراح میتواند همواره از ضوابط سایر بخش های این آیین نامه برای طراحی اعضای ساختمان استفاده کند. لازم است اطلاعات داده شده در بندهای ۹-پ۴-۳-۱ الی ۹-پ۴-۳-۴ توسط مهندس طراح نیز کنترل شوند.

۹-پ۴-۳-۱ طراحی تیر

۱- تیرها به دو دسته "تیرهای داخلی" و "تیرهای پیرامونی" مطابق شکل ۹-پ۴-۱ تقسیم بندی می‌گردند.

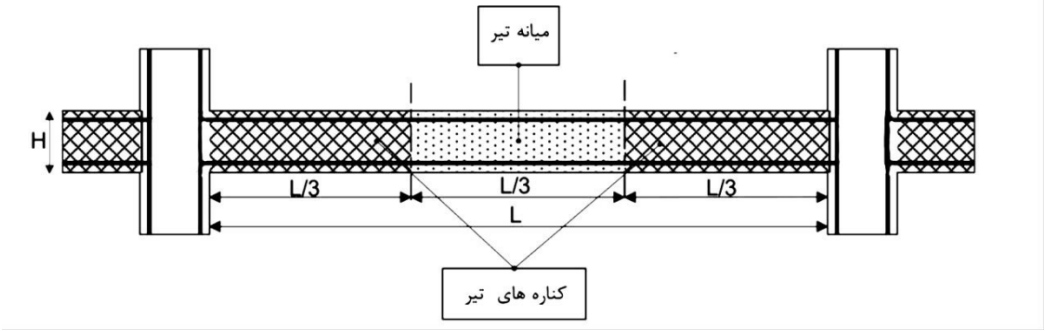


شکل **۹-پ۴-۱** تیرهای داخلی و پیرامونی

۲- ابعاد تیرهای پیرامونی با توجه به جدول ۹-پ۴-۱ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۱** تیپ بندی تیرها

بعد طول ساختمان	بعد عرض ساختمان				
	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸
۸	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴	تیپ ۴
۸/۵	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴	تیپ ۴	تیپ ۵
۹	تیپ ۳	تیپ ۴	تیپ ۴	تیپ ۵	تیپ ۶
۹/۵	تیپ ۴	تیپ ۴	تیپ ۵	تیپ ۶	تیپ ۷
۱۰	تیپ ۴	تیپ ۵	تیپ ۶	تیپ ۷	تیپ ۸



شکل **۹-پ۴-۲** محل آرماتورگذاری میانی و کناری تیرها

تیپ ۱

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۲ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۳۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۳ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۲** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۱ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه			
			3		5	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	13.37	3.07	18.51	3.71
		پایین	9.88	4.00	5.08	8.69
		خاموت	T10@120		T10@120	
	2	بالا	13.09	3.01	18.77	3.71
		پایین	9.72	3.98	5.13	8.61
		خاموت	T10@120		T10@120	
	3	بالا	9.81	2.92	15.22	3.41
		پایین	6.50	3.93	4.36	8.51
		خاموت	T10@120		T10@120	

جدول **۹-پ۴-۳** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۱ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۳۰۰ میلی متر ارتفاع = ۴۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه			
			۳		۵	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	16.05	4.90	15.86	4.90
		پایین	12.00	4.90	5.63	6.08
		خاموت	T10@170		T10@170	
	2	بالا	16.63	4.90	16.20	4.90
		پایین	12.08	4.90	5.69	5.99
		خاموت	T10@170		T10@170	
	3	بالا	10.44	4.90	9.93	4.90
		پایین	7.93	4.90	4.90	4.90
		خاموت	T10@170		T10@170	

تیپ ۲

الف-عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۴ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۵ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۴** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۲ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه					
			3m		3.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	13.17	3.03	10.32	2.92	19.00	3.71
		پایین	9.22	3.98	6.61	2.92	5.18	9.50
		خاموت	T10@120		T10@		T10@120	

		بالا	12.60	2.92	9.93	2.92	18.81	3.71
	2	پایین	8.63	3.97	6.00	2.92	5.14	9.42
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120	
		بالا	9.33	2.92	7.17	2.92	15.29	3.42
	3	پایین	5.53	3.92	3.75	2.92	4.37	9.29
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120	

جدول **۹-پ۴-۵** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۲ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۴۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه					
			3m		3.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	18.30	6.54	18.49	6.54	18.03	6.54
		پایین	14.44	6.54	12.96	6.54	8.00	6.73
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170	
	2	بالا	18.31	6.54	18.93	6.54	18.31	6.54
		پایین	13.92	6.54	12.86	6.54	7.91	6.61
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170	
	3	بالا	11.13	6.54	11.86	6.54	11.24	6.54
		پایین	8.63	6.54	8.52	6.54	6.54	6.54
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170	

تیپ ۳

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۶ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۷ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۶**- آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۳ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه							
			3m		3.5m		4m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	14.07	3.20	12.52	2.92	12.59	2.92	20.65	3.71
		پایین	9.71	3.99	8.36	3.27	6.99	3.71	5.50	10.34
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	2	بالا	13.57	3.10	12.17	2.92	12.38	2.92	20.41	3.71
		پایین	9.06	3.98	7.93	3.23	6.73	3.71	5.46	10.25
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	3	بالا	9.84	2.92	8.59	2.92	9.08	2.92	16.43	3.62

		پایین	5.78	3.92	5.12	3.26	4.33	3.71	4.63	10.09
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	

جدول ۹-پ۴-۷ آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۳ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

طبقه		عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۴۰۰ میلی متر	ابعاد دهانه							
			3m		3.5m		4m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
	1	بالا	19.31	6.54	19.01	6.54	19.12	6.54	18.93	6.54
		پایین	15.16	6.54	13.31	6.54	11.83	6.54	8.68	7.26
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170		T10@170	
	2	بالا	19.08	6.54	19.24	6.54	19.52	6.54	19.17	6.54
		پایین	14.62	6.54	13.01	6.54	11.72	6.54	8.58	7.13
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170		T10@170	
	3	بالا	11.76	6.54	11.85	6.54	12.16	6.54	11.69	6.54
		پایین	9.01	6.54	8.44	6.54	8.08	6.54	6.59	6.54
		خاموت	T10@170		T10@170		T10@170		T10@170	

تیپ ۴

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۸ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۵۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۹ تعیین می‌گردند.

جدول ۹-پ۴-۸ آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۴ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

طبقه		عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر	ابعاد دهانه									
			3m		3.5m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
	1	بالا	13.94	3.17	11.91	2.92	12.05	2.92	12.43	2.92	22.43	3.71
		پایین	9.02	3.98	7.74	3.71	6.47	3.72	5.20	4.25	5.83	12.09
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	2	بالا	13.09	3.01	10.90	2.92	11.20	2.92	11.74	2.92	21.62	3.71
		پایین	7.91	3.97	6.85	3.71	5.76	3.71	4.63	4.21	5.68	11.99
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	3	بالا	9.36	2.92	7.66	2.92	8.17	2.92	8.84	2.92	17.43	3.71
		پایین	4.81	3.92	4.17	3.71	3.71	3.71	3.63	4.19	4.85	11.75
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	

جدول ۹-پ۴-۹ آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۴ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۴۵۰ میلی متر			ابعاد دهانه									
			3m		3.5m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	20.76	7.47	19.75	7.47	19.75	7.47	19.96	7.47	20.40	7.47
		پایین	16.80	7.47	14.97	7.47	13.40	7.47	12.00	7.47	11.05	7.47
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	
	2	بالا	19.58	7.47	19.20	7.47	19.39	7.47	19.75	7.47	20.33	7.47
		پایین	15.28	7.47	13.92	7.47	12.45	7.47	11.29	7.47	10.47	7.47
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	
	3	بالا	11.63	7.47	11.20	7.47	11.50	7.47	11.83	7.47	12.25	7.47
		پایین	8.73	7.47	8.33	7.47	7.75	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	

تیپ ۵

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۰ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۴۵۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۱ تعیین می‌گردند.

جدول ۹-پ۴-۱۰ آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۵ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه									
			3m		3.5m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	14.46	3.27	12.40	2.92	12.53	2.92	12.90	2.98	23.52	3.71
		پایین	7.71	3.96	8.15	3.71	6.85	4.17	5.56	4.83	6.01	12.08
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	2	بالا	13.54	3.10	11.30	2.92	11.59	2.92	12.15	2.92	22.72	3.71
		پایین	6.62	3.96	7.21	3.71	6.10	4.12	4.95	4.78	5.88	11.98
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	3	بالا	9.64	2.92	7.92	2.92	8.43	2.92	9.10	2.92	18.05	3.71
		پایین	3.71	3.89	4.39	3.71	3.71	4.11	3.71	4.74	4.99	11.74
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	

جدول ۹-پ۴-۱۱ آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۵ ($۱۰^{۲}$× میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۴۵۰ میلی متر			ابعاد دهانه									
			3m		3.5m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
	1	بالا	21.62	7.47	20.54	7.47	20.54	7.47	20.75	7.47	21.20	7.47

		پایین	17.58	7.47	15.69	7.47	14.05	7.47	12.61	7.47	11.71	7.47
		خاموت	T10@170		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	
	2	بالا	20.41	7.47	19.96	7.47	20.16	7.47	20.53	7.47	21.11	7.47
	2	پایین	15.85	7.47	14.60	7.47	12.99	7.47	11.82	7.47	11.11	7.47
	2	خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	
	3	بالا	12.00	7.47	11.59	7.47	11.90	7.47	12.24	7.47	12.66	7.47
	3	پایین	8.40	7.47	8.70	7.47	8.08	7.47	7.69	7.47	7.77	7.47
	3	خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	

تیپ ۶

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۲ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۳ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۱۲** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۶ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه							
			3m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	13.43	3.08	11.86	2.92	12.49	2.92	22.81	3.71
	1	پایین	6.82	3.94	6.05	4.62	4.84	5.41	5.89	12.07
	1	خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	2	بالا	12.06	2.92	10.83	2.92	11.52	2.92	21.58	3.71
	2	پایین	5.45	3.94	5.03	4.56	3.97	5.35	5.68	11.97
	2	خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	
	3	بالا	8.78	2.92	7.96	2.92	8.74	2.92	17.37	3.71
	3	پایین	3.71	3.86	3.71	4.54	3.59	5.31	4.84	11.73
	3	خاموت	T10@120		T10@120		T10@120		T10@120	

جدول **۹-پ۴-۱۳** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۶ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۵۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه							
			3m		4m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	21.15	8.40	20.31	8.40	20.42	8.40	20.71	8.40
	1	پایین	17.85	8.40	14.72	8.40	13.42	8.40	12.74	8.40
	1	خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	
	2	بالا	19.30	8.40	19.29	8.40	19.57	8.40	20.00	8.40
	2	پایین	15.43	8.40	13.21	8.40	11.95	8.40	11.49	8.40
	2	خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	

		بالا	10.96	8.40	10.90	8.40	11.21	8.40	11.57	8.40
	3	پایین	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200		T10@200	

تیپ ۷

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۴ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۵ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۱۴** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۷ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه					
			3m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	13.94	3.17	13.48	3.09	23.80	3.71
		پایین	7.20	3.91	5.15	6.01	6.06	12.05
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120	
	2	بالا	12.43	2.92	12.44	2.92	22.49	3.71
		پایین	5.73	3.92	4.24	5.94	5.84	11.96
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120	
	3	بالا	9.02	2.92	9.44	2.92	17.88	3.71
		پایین	3.71	3.84	3.71	5.88	4.95	11.71
		خاموت	T10@120		T10@120		T10@120	

جدول **۹-پ۴-۱۵** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۷ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۵۰۰ میلی متر			ابعاد دهانه					
			3m		4.5m		5m	
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	کنارها	میانه
طبقه	1	بالا	21.95	8.40	21.17	8.40	21.73	8.40
		پایین	18.58	8.40	14.05	8.40	13.40	8.40
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200	
	2	بالا	20.04	8.40	20.27	8.40	20.85	8.40
		پایین	16.09	8.40	12.45	8.40	12.11	8.40
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200	
	3	بالا	11.28	8.40	11.57	8.40	11.94	8.40
		پایین	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
		خاموت	T10@200		T10@200		T10@200	

تیپ ۸

الف- عرض تمامی تیرهای داخلی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۶ تعیین می‌گردند.

ب- عرض تمامی تیرهای پیرامونی برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقدار آرماتورهای مورد نیاز تیرها با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۷ تعیین می‌گردند.

جدول **۹-پ۴-۱۶** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای داخلی تیپ ۸ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

			ابعاد دهانه				عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۳۰۰ میلی متر
			3m		5m		
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	
طبقه	1	بالا	14.46	3.27	24.83	3.71	
		پایین	7.59	3.88	6.22	12.04	
		خاموت	T10@120		T10@120		
	2	بالا	12.81	2.96	23.44	3.71	
		پایین	6.02	3.91	6.00	11.95	
		خاموت	T10@120		T10@120		
	3	بالا	9.27	2.92	18.41	3.71	
		پایین	3.71	3.80	5.06	11.70	
		خاموت	T10@120		T10@120		

جدول **۹-پ۴-۱۷** آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای پیرامونی تیپ ۸ ($۱۰^{۲}\times$ میلیمتر مربع)

			ابعاد دهانه				عرض = ۴۰۰ میلی متر ارتفاع = ۵۰۰ میلی متر
			3m		5m		
			کنارها	میانه	کنارها	میانه	
طبقه	1	بالا	22.74	8.40	22.88	8.40	
		پایین	19.32	8.40	14.06	8.40	
		خاموت	T10@170		T10@200		
	2	بالا	20.77	8.40	21.88	8.40	
		پایین	16.76	8.40	12.73	8.40	
		خاموت	T10@200		T10@200		
	3	بالا	11.59	8.40	12.31	8.40	
		پایین	8.40	8.40	8.40	8.40	
		خاموت	T10@200		T10@200		

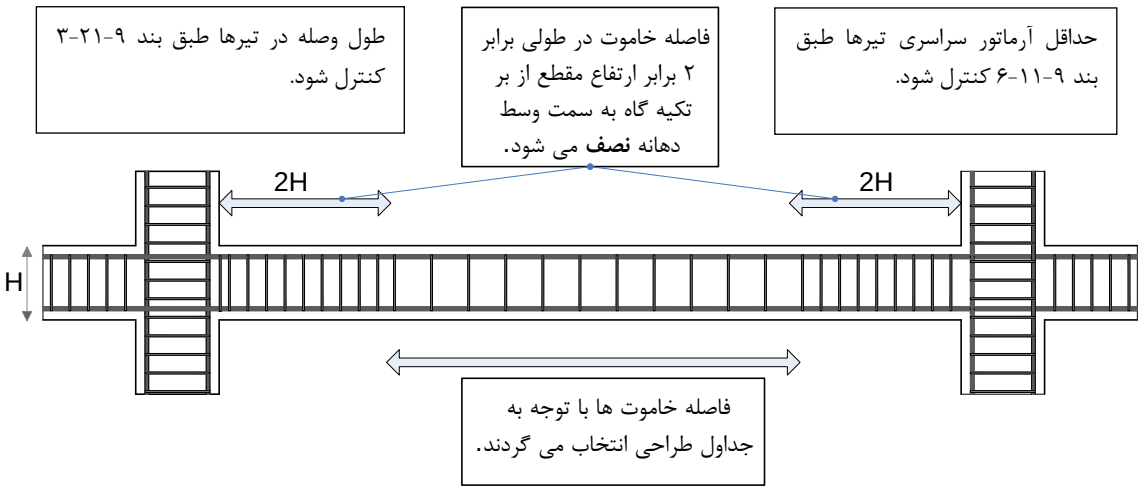
۳- جزئیات آرماتوربندی تیرها بر اساس اشکال زیر مشخص می‌گردند.

الف- فاصله خاموت‌ها در طولی برابر ۲ برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه (گره اتصال تیر و ستون) به سمت میانه تیر نصف می‌شود.

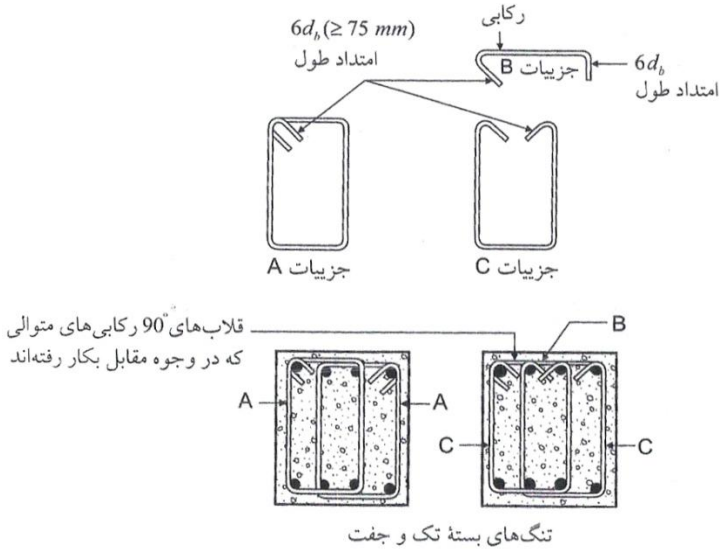
ب- نخستین خاموت بسته باید در فاصله‌ای حداکثر برابر ۵۰ میلی‌متر از وجه تکیه‌گاهی قرار داده شود.

پ- در بالا و پایین مقطع باید دو آرماتور سرتاسری با حداقل قطر ۱۲ وجود داشته باشد.

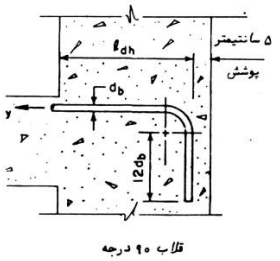
ت- خاموت ها باید در انتهای آزاد میلگرد خم ۱۳۵ درجه به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم داشته باشند که طول مستقیم نباید کمتر از ۶۰ میلیمتر باشد.



شکل **۹-پ۴-۳** جزئیات آرماتورگذاری در تیر



شکل **۹-پ۴-۴** جزئیات اجرایی دورگیرها

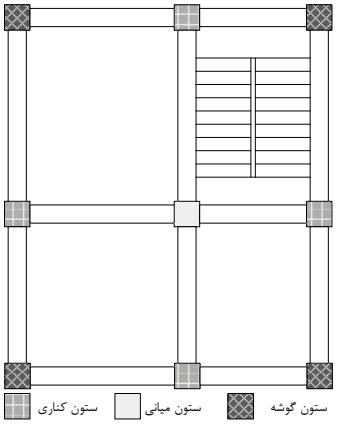


شکل **۹-پ۴-۵** چگونگی اتصال تیر به ستون در گوشه

۹-پ۴-۳-۲- طراحی ستون

۱- مشخصات ستون بر اساس ابعاد ساختمان، طبقه و مکان آن در پلان با توجه به جدول ۹-پ۴-۱۸ تعیین می‌گردد.

۲- ستون‌ها در پلان به سه دسته "ستون داخلی"، " ستون میانی" و " ستون کناری" تقسیم بندی می‌گردند.



شکل **۹-پ۴-۶** ستون‌های " داخلی"، " میانی" و " کناری" در پلان

جداول **۹-پ۴-۱۸** مشخصات ستون‌های ساختمان

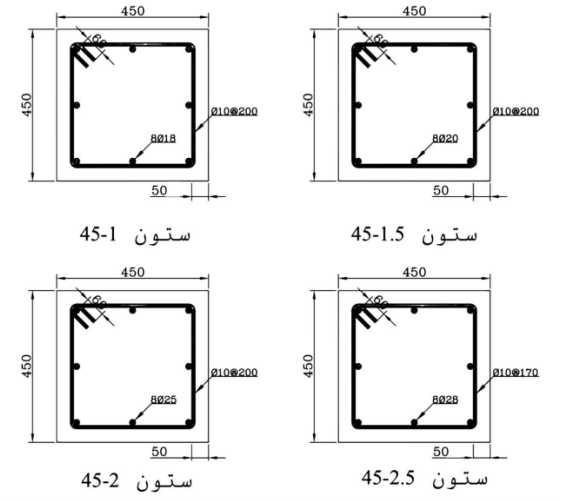
ستون های طبقه اول						
عرض(متر) / طول (متر)	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸	نوع ستون
۸	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2.5	45-2.5	کناری
	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	گوشه
۸/۵	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2.5	45-2.5	کناری
	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	گوشه
۹	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	میانی
	45-2	45-2	45-2.5	45-2.5	45-2.5	کناری
	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	گوشه
۹/۵	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	میانی

ستون های طبقه اول						
عرض(متر) / طول (متر)	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸	نوع ستون
	45-2	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	کناری
	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	گوشه
۱۰	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	میانی
	45-2	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	کناری
	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	45-2.5	گوشه

ستون های طبقه دوم						
عرض(متر) / طول (متر)	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸	نوع ستون
۸	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1.5	45-1.5	گوشه
۸/۵	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1.5	45-1.5	گوشه
۹	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1.5	45-1.5	گوشه
۹/۵	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1.5	45-1.5	45-2	گوشه
۱۰	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-2	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1.5	45-1.5	45-2	45-2	گوشه

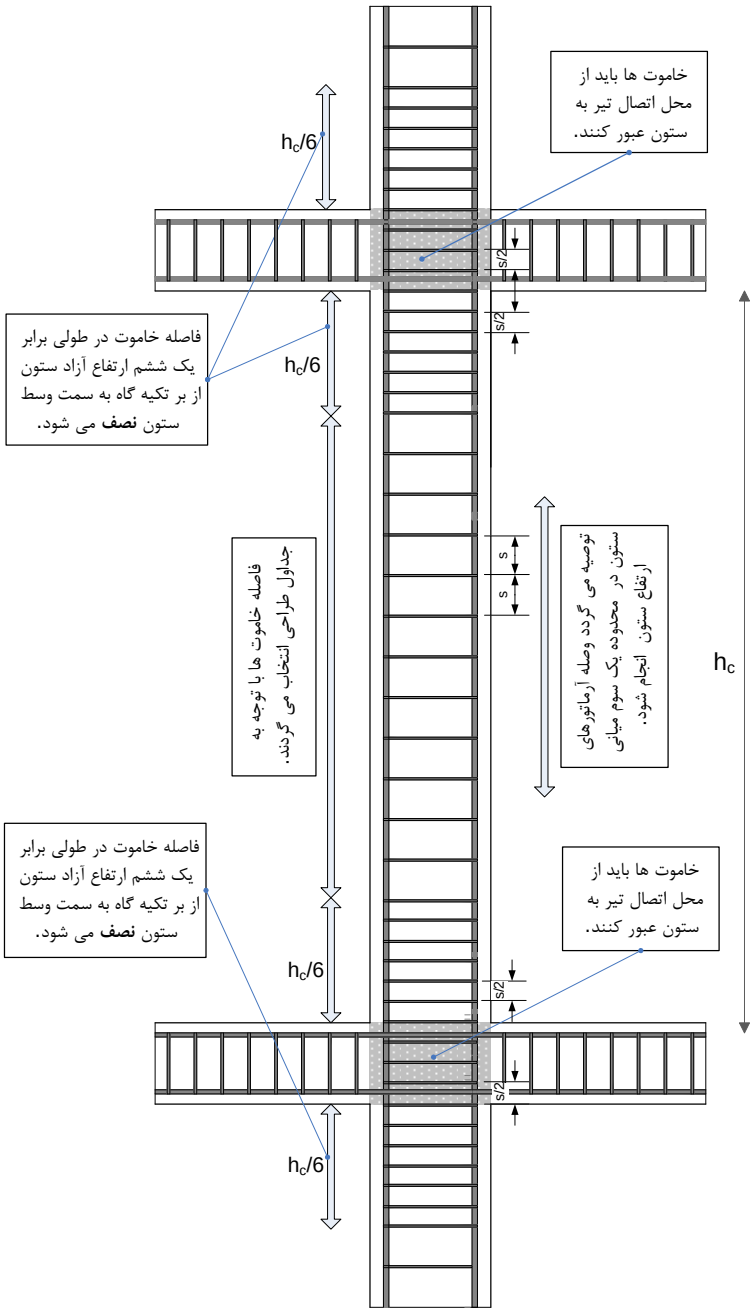
ستون های طبقه سوم						
عرض(متر) / طول (متر)	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸	نوع ستون
۸	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-1.5	45-1.5	45-1.5	45-2	45-2	کناری

ستون های طبقه سوم						
عرض(متر) / طول (متر)	۶	۶/۵	۷	۷/۵	۸	نوع ستون
	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	گوشه
۸/۵	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-1.5	45-1.5	45-1.5	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	گوشه
۹	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-1.5	45-1.5	45-1.5	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	گوشه
۹/۵	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-1.5	45-1.5	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	گوشه
۱۰	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	میانی
	45-1.5	45-2	45-2	45-2	45-2	کناری
	45-1	45-1	45-1	45-1	45-1	گوشه



شکل۹-پ۴-۷ انواع ستون‌های ساختمان

۳- جزئیات آرماتوربندی ستون‌ها بر اساس شکل ۹-پ۴-۸ مشخص می‌گردند.



شکل **۹-پ۴-۸** جزئیات آرماتورگذاری در ستون و وصله آرماتور

۹-پ۴-۳-۳ طراحی سقف تیرچه بلوک

مبنای طراحی و اجرای سقف های تیرچه بلوک، نشریه شماره ۵۴۳ سازمان برنامه و بودجه میباشد. بطورکلی سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، دارای محدودیت‌های اجرایی به شرح زیر هستند:

۱- فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر بیشتر باشد.

۲- بتن پوششی قسمت بالایی تیر (بتن روی بلوک یا همان ضخامت دال بتنی فوقانی) نباید از ۵۰ میلی متر ، یا یک دوازدهم فاصله آزاد تیرچه‌ها کمتر باشد.

۳- عرض تیرچه نباید از ۱۰۰ میلی متر کوچکتر باشد و همچنین ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳/۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.

۴- حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک دو طرف یک تیرچه، پس از نصب نباید کمتر از ۶۵ میلی متر باشد.

۵- ضخامت سقف برای تیرهای با تکیه‌گاه ساده نباید از یک بیستم دهانه کمتر باشد. در مورد تیرهای یکسره نسبت ضخامت به دهانه، به یک بیست و هشتم کاهش می‌یابد. در سقف‌هایی که مسئله‌خیز مطرح نباشد، این مقدار تا یک سی ام دهانه نیز کاهش می‌یابد.

۶- حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش‌ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد، نباید از ۸ متر بیشتر شود. توصیه می‌شود برای اطمینان بیشتر، دهانه مورد پوشش، بیشتر از ۷ متر نباشد و در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه بیش از هفت متر، از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

۷- سطح مقطع میلگردهای عرضی نباید از $(۰/۳۵\ b_w.s)/f_y$ کمتر اختیار شود که b_w عرض جان مقطع تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب مگاپاسکال است.

۸- به عنوان راهنمای تعیین میلگرد بالایی تیرچه های غیرماشینی توصیه می‌شود تا دهانه ۴ متر ۸ میلیمتر، دهانه ۴ متر تا ۵/۵ متر ۱۰ میلیمتر، دهانه۵/۵ متر تا ۷ متر ۱۲ میلیمتر بکار رود.

۹- قطر میلگردهای کمکی اتصال، حداقل ۶ میلیمتر و طول آنها در حدود فاصله میلگردهای کششی است. میلگردهای کمکی اتصال در فواصل ۴۰ تا ۱۰۰ سانتیمتری از یکدیگر نصب می‌گردند.

۱۰- برای مقابله با تنش‌های متفرقه در بتن بالایی، میلگرد افت و حرارت، در دو جهت عمود بر هم در قسمت بالایی تیر حدود ۲ سانتیمتر پایین‌تر از سطح بالایی تیر قرار می‌گیرد. قطر میلگرد افت و حرارتی دست کم ۶ میلیمتر و حداقل سطح مقطع این میلگرد ۰/۰۰۲ سطح مقطع دال بالایی (معمولاً به ضخامت ۵ سانتیمتر) در هر دو امتداد تیرچه و عمود بر امتداد تیرچه می‌باشد. حداکثر فاصله بین دو میلگرد افت و حرارتی در هر دو راستا ۲۵ سانتی متر منظور می‌شود.

۱۱- با وجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه گاه ساده، لازم است فولادی معادل ۰/۱۵ سطح مقطع فولاد وسط دهانه (فولاد کششی) در روی تکیه‌گاه اضافه گردد. این میلگردها حداقل تا فاصله یک پنجم دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۱۲- نمونه هایی از جداول طراحی در جداول ۹-پ۴-۱۹ آورده شده اند. برای جداول طراحی کاملتر می توان به نشریه شماره ۵۴۳ سازمان برنامه و بودجه مراجعه کرد.

جداول **۹-پ۴-۱۹** جداول طراحی

تنش مجاز میلگرد ۲۰۰۰																		
میلگرد کششی	وزن سقف	b=45	H=30	وزن سقف	b=50	H=30	وزن سقف	b=55	H=30	وزن سقف	b=60	H=30	وزن سقف	b=65	H=31	وزن سقف	b=70	H=31
	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000
Φ6+Φ6	2.46	2.4	2.34	2.34	2.28	2.22	2.23	2.17	2.12	2.14	2.08	2.03	2.08	2.02	1.97	2.02	1.96	1.92
Φ6+Φ6+Φ6	3.01	2.93	2.85	2.85	2.78	2.71	2.72	2.65	2.58	2.61	2.54	2.48	2.53	2.46	2.4	2.46	2.4	2.34
Φ8+Φ8	3.26	3.17	3.09	3.1	3.01	2.94	2.95	2.88	2.8	2.83	2.76	2.69	2.75	2.67	2.61	2.67	2.6	2.54
Φ8+Φ8+Φ6	3.68	3.58	3.49	3.49	3.4	3.32	3.34	3.25	3.16	3.2	3.11	3.03	3.1	3.02	2.94	3.02	2.94	2.86
Φ8+Φ8+Φ8	3.97	3.87	3.77	3.77	3.67	3.58	3.6	3.51	3.42	3.45	3.36	3.28	3.35	3.26	3.18	3.26	3.17	3.09
Φ10+Φ10	4.04	3.94	3.84	3.84	3.74	3.65	3.67	3.57	3.48	3.52	3.42	3.34	3.41	3.32	3.24	3.32	3.23	3.15
Φ10+Φ10+Φ6	4.38	4.27	4.16	4.17	4.05	3.95	3.98	3.87	3.77	3.81	3.71	3.62	3.7	3.6	3.51	3.6	3.5	3.42
Φ10+Φ10+Φ8	4.63	4.51	4.39	4.4	4.28	4.17	4.2	4.09	3.98	4.03	3.92	3.82	3.91	3.8	3.71	3.8	3.7	3.61
Φ12+Φ12	4.82	4.69	4.57	4.58	4.46	4.34	4.37	4.26	4.15	4.19	4.08	3.98	4.07	3.96	3.86	3.96	3.85	3.76
Φ12+Φ12+Φ8	5.32	5.18	5.04	5.05	4.92	4.79	4.82	4.69	4.57	4.62	4.5	4.38	4.48	4.37	4.25	4.37	4.25	4.14
Φ12+Φ12+Φ10	5.58	5.43	5.29	5.3	5.16	5.02	5.06	4.92	4.8	4.85	4.72	4.6	4.7	4.58	4.46	4.58	4.45	4.34
Φ14+Φ14	5.59	5.44	5.31	5.31	5.17	5.04	5.07	4.94	4.81	4.86	4.73	4.61	4.72	4.59	4.47	4.59	4.47	4.36
Φ14+Φ14+Φ8	6.02	5.86	5.71	5.72	5.57	5.43	5.46	5.32	5.18	5.23	5.09	4.97	5.08	4.94	4.81	4.94	4.81	4.69
Φ14+Φ14+Φ10	6.25	6.08	5.93	5.94	5.78	5.63	5.67	5.52	5.38	5.43	5.29	5.15	5.27	5.13	5	5.12	4.99	4.86
Φ16+Φ16	6.36	6.19	6.03	6.04	5.88	5.73	5.77	5.61	5.47	5.53	5.38	5.24	5.36	5.22	5.09	5.21	5.08	4.95
Φ16+Φ16+Φ10	6.94	6.75	6.58	6.59	6.42	6.26	6.29	6.13	5.97	6.03	5.87	5.72	5.85	5.69	5.55	5.69	5.54	5.39
Φ16+Φ16+Φ12	7.18	6.99	6.81	6.82	6.64	6.47	6.51	6.34	6.18	6.24	6.07	5.92	6.05	5.89	5.74	5.88	5.72	5.58
Φ16+Φ16+Φ14	7.45	7.25	7.07	7.08	6.89	6.75	6.76	6.58	6.41	6.48	6.31	6.15	6.28	6.11	5.96	6.1	5.94	5.79
Φ16+Φ16+Φ16	7.75	7.54	7.35	7.37	7.17	6.99	7.03	6.85	6.67	6.74	6.56	6.4	6.53	6.36	6.2	6.35	6.18	6.03

تنش مجاز میلگرد ۲۰۰۰																		
میلگرد کششی	وزن سقف	b=45	H=25	وزن سقف	b=50	H=25	وزن سقف	b=55	H=25	وزن سقف	b=60	H=25	وزن سقف	b=65	H=25.5	وزن سقف	b=70	H=26
	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000	900	950	1000
Φ6+Φ6	2.23	2.17	2.12	2.12	2.06	2.01	2.02	1.97	1.92	1.94	1.89	1.84	1.88	1.83	1.79	1.84	1.79	1.74
Φ6+Φ6+Φ6	2.72	2.65	2.58	2.58	2.51	2.45	2.47	2.4	2.34	2.36	2.3	2.24	2.3	1.24	2.18	2.24	2.18	2.12
Φ8+Φ8	2.95	2.87	2.8	2.8	2.73	2.66	2.67	2.6	2.54	2.56	2.49	2.43	2.49	2.42	2.36	2.43	2.36	2.3
Φ8+Φ8+Φ6	3.33	3.24	3.16	2.16	3.08	3	3.02	2.94	2.86	2.89	2.81	2.74	2.81	2.74	2.67	2.74	2.67	2.6
Φ8+Φ8+Φ8	3.59	3.5	3.41	3.41	3.32	3.24	3.26	3.17	3.09	3.12	3.04	2.96	3.04	2.96	2.88	2.96	2.88	2.81
Φ10+Φ10	3.66	3.56	3.47	3.47	3.38	3.3	3.32	3.23	3.15	3.18	3.09	3.02	3.09	3.01	2.93	3.01	2.93	2.86
Φ10+Φ10+Φ6	3.96	3.86	3.76	3.76	3.66	3.57	3.59	3.5	3.41	3.45	3.35	3.27	3.35	3.26	3.18	3.27	3.18	3.1
Φ10+Φ10+Φ8	4.18	4.07	3.97	3.97	3.87	3.77	3.79	3.69	3.6	3.64	3.54	3.45	3.54	3.44	3.36	3.45	3.36	3.27
Φ12+Φ12	4.35	4.23	4.13	4.13	4.02	3.92	3.95	3.84	3.75	3.79	3.68	3.59	3.68	3.58	3.49	3.59	3.5	3.41
Φ12+Φ12+Φ8	4.79	4.67	4.55	4.56	4.43	4.32	4.35	4.23	4.13	4.17	4.06	3.96	4.06	3.95	3.85	3.96	3.85	3.76
Φ12+Φ12+Φ10	5.03	4.89	4.77	4.78	4.65	4.53	4.56	4.44	4.33	4.37	4.26	4.15	4.25	4.14	4.04	4.15	4.04	3.94
Φ14+Φ14	5.04	4.91	4.78	4.79	4.66	4.54	4.57	4.45	4.34	4.38	4.27	4.16	4.27	4.15	4.05	4.16	4.05	3.95
Φ14+Φ14+Φ8	5.42	5.28	5.15	5.15	5.02	4.89	4.92	4.79	4.67	4.72	4.59	4.47	4.59	4.47	4.35	4.48	4.36	4.25
Φ14+Φ14+Φ10	4.63	5.48	5.34	5.35	5.2	5.07	5.11	4.97	4.84	4.89	4.79	4.64	4.76	4.63	4.51	4.64	4.52	4.4
Φ16+Φ16	5.72	5.57	5.43	5.44	5.29	5.16	5.19	5.05	4.93	4.98	4.85	4.72	4.84	4.71	4.59	4.72	4.6	4.48
Φ16+Φ16+Φ10	6.24	6.08	5.92	5.93	5.77	5.63	5.66	5.51	5.37	5.43	5.29	5.15	5.28	5.14	5.01	5.15	5.01	4.88
Φ16+Φ16+Φ12	6.46	6.29	6.13	6.14	5.97	5.82	5.86	5.7	5.56	5.62	5.47	5.33	5.46	5.31	5.18	5.32	5.18	5.05
Φ16+Φ16+Φ14	6.7	6.52	6.36	6.37	6.2	6.04	6.08	5.92	5.77	5.83	5.67	5.53	5.66	5.51	5.37	5.52	5.37	5.24
Φ16+Φ16+Φ16	6.97	6.79	6.61	6.63	6.45	6.29	6.32	6.16	6	6.07	5.09	5.75	5.89	5.73	5.59	5.74	5.59	5.45

۹-پ۴-۳-۴ طراحی پی

پی ساختمان به دو نوع پی نواری که نیروهای ستون های گوشه و کناری را به زمین منتقل می کند و پی تک که نیروهای ستون میانی را به زمین منتقل میکند، درنظر گرفته شده اند.

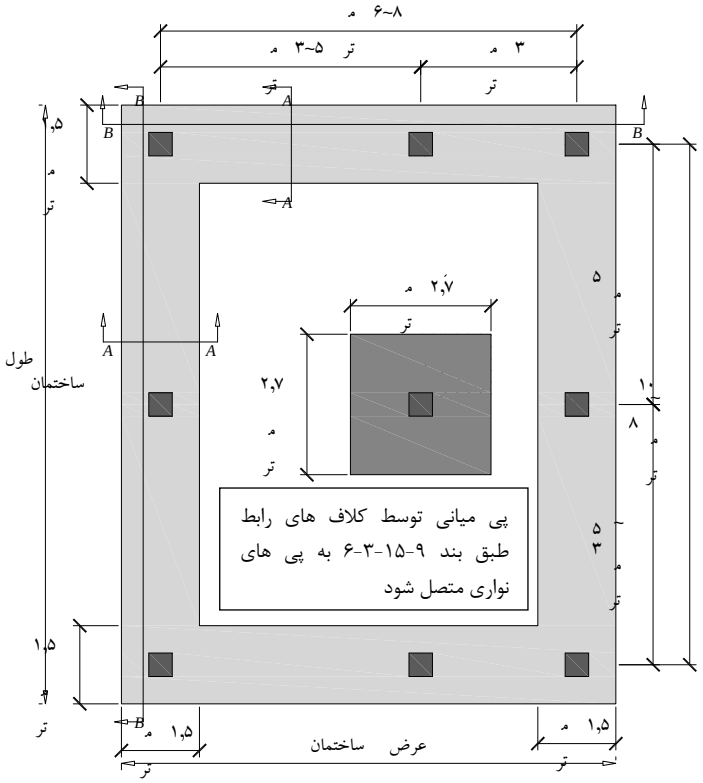
۱- پی ستون میانی از نوع پی تک مربع به ابعاد ۲/۷×۲/۷ می باشد و دارای دو شبکه میلگرد نمره ۲۰ به فاصله ۲۵۰ میلیمتر در بالا و پایین می باشد.

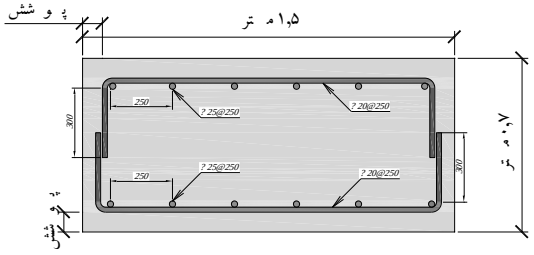
۲- پی ستون های کناری و گوشه از نوع نواری به عرض ۱/۵ متر می باشد.

۳- ضخامت پوشش بتن مطابق ضوابط مقاطع در تماس با خاک تعیین می گردد.

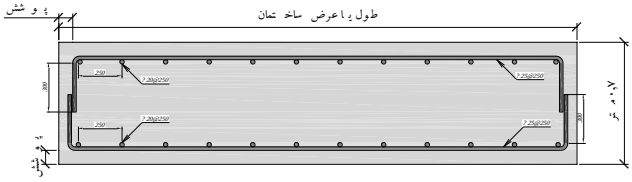
۴- جزئیات عمومی آرماتوربندی پی های نواری بر اساس شکل ۹-پ۴-۹ می باشد.

۵- فواصل آرماتورها در زیر ستون های کناری به نصف کاهش پیدا می کند.





برش A-A



برش B-B

شکل **۹-پ۴-۹** مشخصات پی ساختمان

۹-پ۵ جمع شدگی و خزش بتن

۹-پ۵-۱- گستره

۹-پ۵-۱-۱ در این پیوست روش محاسبه کرنش های متغیر بازمان (دراز مدت) در اجزاء بتنی در اثر پدیده های جمع شدگی و خزش در بتن ارائه می گردد.

۹-پ۵-۲ کلیات

۹-پ۵-۲-۱ کرنش کل، $\varepsilon_c(t)$ ، در زمان t در یک عضو بتنی که تحت اثر بار محوری ثابت باتنش $\sigma_c(t_0)$ در زمان t_0 قرار می گیرد را میتوان مطابق رابطه ۹-پ۵-۱ تعریف نمود.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \qquad (۹\text{-پ}۵\text{-}۱)$$

در رابطه فوق $\varepsilon_{c\sigma}(t)$ کرنشهای وابسته به تنش و $\varepsilon_{cn}(t)$ کرنشهای غیر وابسته به تنش در زمان t (خزش) می باشند که به ترتیب در روابط ۹-پ۵-۲ و ۹-پ۵-۳ تعریف شده اند.

$$\varepsilon_{c\sigma}(\mathrm{t}) = \varepsilon_{\mathrm{ci}}(\mathrm{t_0}) + \varepsilon_{\mathrm{cc}}(\mathrm{t}) \qquad (۹\text{-پ}۵\text{-}۲)$$

$$\varepsilon_{cn}(\mathrm{t}) = \varepsilon_{\mathrm{cs}}(\mathrm{t}) + \varepsilon_{\mathrm{cT}}(\mathrm{t}) \qquad (۹\text{-پ}۵\text{-}۳)$$

در روابط ۹-پ۵-۲ و ۹-پ۵-۳، $\varepsilon_{ci}(t_0)$ کرنش اولیه در آغاز بارگذاری، $\varepsilon_{cc}(t)$ و $\varepsilon_{cs}(t)$ به ترتیب کرنشهای خزشی و جمع شدگی در زمان t و $\varepsilon_{cT}(t)$ کرنش حرارتی در زمان t می باشند. مقدار $\varepsilon_{ci}(t)$ از تحلیل سازه و یا عضو برای بارهای وارده (ثقلی، فشار خاک، و غیره)، و $\varepsilon_{cT}(t)$ از تحلیل حرارتی سازه ویا عضو برای ارزیابی اثرات تغییرات درجه حرارت بدست می آیند.

مقادیر $\varepsilon_{cc}(t)$ و $\varepsilon_{cs}(t)$ به ترتیب از بندهای ۹-پ۵-۴ و ۹-پ۵-۳ محاسبه می شوند.

۹-پ۵-۳ اثرات جمع شدگی بتن

۹-پ۵-۳-۱ کرنش جمع شدگی بتن، $\varepsilon_{cs}(t)$ مطابق رابطه ۹-پ۵-۴ تعریف می شود.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cse} + \varepsilon_{csd} \qquad (۹\text{-پ}۵\text{-}۴)$$

در رابطه فوق، ε_{cse} کرنش جمع شدگی درونی بتن و ε_{csd} کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن در زمان t می باشد. کرنش جمع شدگی بتن، که از روابط بند ۹-پ۵-۲ بدست می آیند دارای دقت $\pm 30\%$ می باشد.

۹-پ۵-۳-۲ کرنش جمع شدگی درونی بتن در زمان t از رابطه ۹-پ۵-۵ محاسبه میگردد.

$$\varepsilon_{cse} = 50 \times 10^{-6}(0.06f_c' - 1.0)(1.0 - e^{-0.1t}) \qquad (۹-پ۵-۵)$$

در رابطه فوق، t زمان پس از گیرش بتن بر حسب روز می باشد.

۹-پ۵-۳-۳ کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن از رابطه ۹-پ۵-۶ محاسبه می شود.

$$\varepsilon_{csd} = k_1 k_4 \varepsilon_{csd,b} \qquad (۹-پ۵-۶)$$

در رابطه فوق k_1 و k_4 ضرائبی هستند که به ترتیب در بندهای ۹-پ۵-۲-۴ و ۹-پ۵-۲-۵ محاسبه می شوند. $\varepsilon_{csd,b}$ کرنش پایه جمع شدگی خشک شدن بتن بوده و از رابطه ۹-پ۵-۷ بدست می آید.

$$\varepsilon_{csd,b} = (1.0 - 0.008\mathrm{f_c'})\varepsilon^*_{\mathrm{csd,b}} \qquad (۹-پ۵-۷)$$

در رابطه فوق $\varepsilon^*_{csd,b}$ کرنش نهائی پایه جمع شدگی خشک شدن بتن بستگی به جنس سنگدانه های مورد استفاده داشته و در صورت نبودن اطلاعات آزمایشگاهی از سنگدانه ها، مقدار آن را می توان برابر ۰/۰۰۱ فرض نمود.

۹-پ۵-۳-۴ ضریب k_1 از رابطه ۹-پ۵-۸ بدست می آید.

$$k_1 = \frac{\alpha_1 t^{0.8}}{t^{0.8} + 0.15 t_h} \qquad (۹-پ۵-۸)$$

در رابطه فوق t زمان برحسب روز، و t_h ضخامت فرضی عضوی است که در آن کرنش جمع شدگی باید تعیین شود ومقدار آن از رابطه ۹-پ۵-۹ بدست می آید.

$$t_h = \frac{2A_g}{u_e} \qquad (۹-پ۵-۹)$$

در رابطه اخیر، A_g سطح مقطع کل عضو و u_e سطح جانبی در معرض تماس عضو با محیط بعلاوه نصف سطح جانبی داخلی هرگونه بازشو یا حفره در مقطع عضو می باشد.

ضریب α_1 از رابطه ۹-پ۵-۱۰ تعیین می شود.

$$\alpha_1 = 0.80 + 1.2e^{-0.005 t_h} \qquad (۹-پ۵-۱۰)$$

۹-پ۵-۳-۵ ضریب k_4 برای بتن در مناطق خشک و کم آب برابر ۰/۷۰ ، برای محیط های داخلی ساختمانها برابر با ۰/۶۵ ، برای مناطق گرمسیر و دور از دریا برابر با ۰/۶۰ ، و برای مناطق با آب و هوای استوائی و بحری برابر با ۰/۵۰ منظور می گردد.

۹-پ۵-۲-۶ کرنش جمع شدگی نهائی (پس از ۳۰ سال)، ε^*_{cs} بر اساس روابط بند ۹-پ۵-۳ مطابق جدول ۹-پ۵-۱ بدست می آید.

جدول ۹-پ۵-۱ کرنش انقباضی نهائی(پس از ۳۰ سال)

f_c'	کرنش انقباض نهایی $\varepsilon^*_{cs}(\times 10^{-6})$

(MPa)	محیط خشک و کم آب				محیط داخلی بناها				محیط گرم دور از دریا				محیط استوایی و بحری			
	$t_h\ (mm)$				$t_h\ (mm)$				$t_h\ (mm)$				$t_h\ (mm)$			
	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰
۲۵	۹۹۰	۸۷۰	۷۱۰	۵۵۰	۹۲۰	۸۱۰	۶۶۰	۵۱۰	۸۵۰	۷۵۰	۶۱۰	۴۷۰	۷۲۰	۶۳۰	۵۱۰	۴۰۰
۳۲	۹۵۰	۸۴۰	۶۸۰	۵۳۰	۸۸۰	۷۸۰	۶۴۰	۵۰۰	۸۲۰	۷۲۰	۵۹۰	۴۶۰	۶۹۰	۶۱۰	۵۰۰	۳۹۰
۴۰	۸۹۰	۷۹۰	۶۵۰	۵۱۰	۸۳۰	۷۴۰	۶۱۰	۴۸۰	۷۸۰	۶۹۰	۵۷۰	۴۵۰	۶۶۰	۵۹۰	۴۹۰	۳۹۰
۵۰	۸۳۰	۷۴۰	۶۱۰	۴۹۰	۷۷۰	۶۹۰	۵۸۰	۴۶۰	۷۲۰	۶۵۰	۵۴۰	۴۴۰	۶۲۰	۵۵۰	۴۷۰	۳۸۰
۶۵	۷۳۰	۶۵۰	۵۶۰	۴۶۰	۶۸۰	۶۲۰	۵۳۰	۴۴۰	۶۴۰	۵۸۰	۵۰۰	۴۱۰	۵۶۰	۵۱۰	۴۴۰	۳۷۰
۸۰	۶۳۰	۵۷۰	۵۰۰	۴۲۰	۵۹۰	۵۴۰	۴۸۰	۴۱۰	۵۶۰	۵۲۰	۴۵۰	۳۹۰	۵۰۰	۴۶۰	۴۱۰	۳۶۰
۱۰۰	۴۹۰	۴۶۰	۴۲۰	۳۸۰	۴۸۰	۴۵۰	۴۱۰	۳۷۰	۴۶۰	۴۳۰	۴۰۰	۳۶۰	۴۲۰	۴۰۰	۳۷۰	۳۴۰

۹-پ۵-۴- اثرات خزش بتن

۹-پ۵-۴-۱ کرنش ایجاد شده در اثر خزش بتن، ε_{cc} ، تحت تنش ثابت و دراز مدت σ_0 از رابطه ۹-پ۵-۱۱ محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_{cc} = \emptyset_{cc}\sigma_0/E_c \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۱)}$$

در رابطه فوق E_c ضریب الاستیسیته بتن مطابق بند ۹-۳-۶ و $\emptyset_{cc}$ ضریب خزش در زمان t می باشد که مقدار آن مطابق بند ۹-پ۵-۴-۲ محاسبه می‌شود.

۹-پ۵-۴-۲ ضریب خزش در بتن، $\emptyset_{cc}$ ،در زمان t را میتوان با استفاده از ضریب خزشی مبنا، $\emptyset_{cc,b}$ ، و با بکارگیری یک مدل ریاضی شناخته شده برای رفتاربتن در خزش بدست آورد. این ضریب راهمچنین می توان با استفاده از رابطه ۹-پ۵-۱۲ تعیین کرد.

$$\emptyset_{cc} = k_2 k_3 k_4 k_5 \phi_{cc,b} \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۲)}$$

در رابطه فوق، $\emptyset_{cc,b}$ ضریب کرنش خزشی مبنا مطابق بند ۹-پ۵-۴-۳ و ضرایب k_2، k_3 ، k_4 ،و k_5 مطابق بندهای ۹-پ۵-۴-۴ الی ۹-پ۵-۴-۷ محاسبه می گردند. ضریب ϕ_{cc} در رابطه فوق دارای دقت ±30% می باشدو در صورتی که عضو در طولانی مدت تحت درجه حرارت ۲۵ درجه سلسیوس یا بیشتر قرار گرفته و یا تنش وارد بر آن از $0.5\ f_c'$، بیشتر شود، خطا از مقدار فوق نیز می‌تواند تجاوز نماید.

۹-پ۵-۴-۳- ضریب کرنش خزشی مبنا، $\emptyset_{cc,b}$ عبارت است از متوسط نسبت کرنش خزشی نهایی به کرنش الاستیک دریک نمونه بتنی که در سن ۲۸ روزه تحت تنش ثابت $0.4\ f_c'$ قرار گرفته شده باشد. این ضریب را می توان یا از طریق آزمایش برروی نمونه‌های مشابه بتنی بدست آورد و یا از جدول ۹-پ-۵-۲ تعیین نمود.

جدول **۹-پ۵-۲** ضریب کرنش خزشی مبنا

مقاومت فشاری بتن، f'_c بر حسب مگاپاسکال	۲۰	۲۵	۳۲	۴۰	۵۰	۶۵	۸۰	۱۰۰
ضریب کرنشی مبنا، $\phi_{cc,b}$	۵/۲	۴/۲	۳/۴	۲/۸	۲/۴	۲/۰	۱/۷	۱/۵

۹-پ۵-۴-۴ ضریب k_2 از رابطه ۹-پ۵-۱۳ بدست می‌آید.

$$k_2 = \frac{\alpha_2 t^{0.8}}{t^{0.8}+0.15t_h} \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۳)}$$

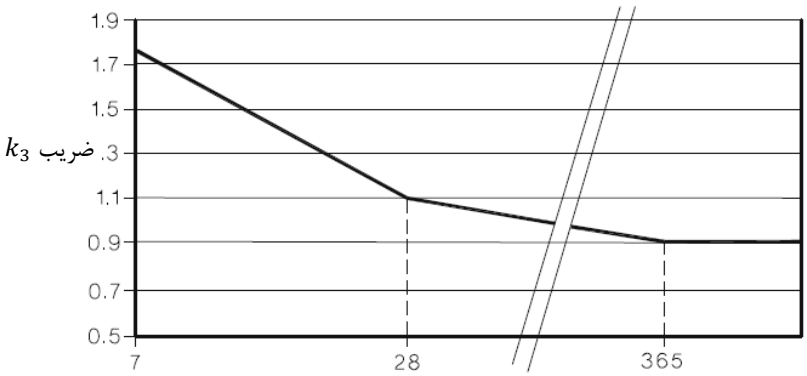
در رابطه فوق t زمان برحسب روز، و تعریف t_h مطابق بند ۹-پ۵-۳-۴ می باشد.

ضریب α_2 از رابطه ۹-پ۵-۱۴ تعیین می شود.

$$\alpha_2 = 1.0 + 1.12e^{-.008t_h} \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۴)}$$

۹-پ۵-۴-۵- ضریب k_3 ازدیاگرام شکل ۹-پ۵-۱ بدست می‌آید.

شکل **۹-پ۵-۱ ضریب k_3**



۹-پ۵-۴-۶ ضریب k_4 مطابق بند ۹-پ۵-۳-۵ تعیین می شود.

۹-پ۵-۴-۷ ضریب k_5 برای بتن‌های با مقاومت فشاری مساوی یا کمتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر با ۱/۰ و برای بتن-های با مقاومت فشاری از ۵۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال از رابطه ۹-پ۵-۱۵ محاسبه می گردد.

$$k_5 = (2.0 - \alpha_3) - 0.02(1.0 - \alpha_3)f'_c \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۵)}$$

که در آن مقدار α_3 از رابطه ۹-پ۵-۱۶ محاسبه می گردد.

$$\alpha_3 = \frac{0.70}{(\alpha_2 k_4)} \qquad \textbf{(۹-پ۵-۱۶)}$$

۹-پ۵-۴-۸ کرنش خزش نهایی (پس از ۳۰ سال)، $\emptyset_{cc}^{*}$ ، برای بتن‌هایی که از سن ۲۸ روزه به بعد بارگذاری شده اند براساس جدول ۹-پ۵-۳ محاسبه می گردد.

جدول **۹-پ۵-۳ کرنش خزش نهایی (پس از ۳۰ سال)، $\emptyset_{cc}^{*}$، برای بتن‌هایی که پس از سن ۲۸ روزه بارگذاری شده است.**

f_c' مگاپاسکال	کرنش خزش نهایی (ϕ_{cc}^{*})											
	محیط خشک و کم آب			محیط داخلی بناها			محیط گرم دور از دریا			محیط استوایی و بحری		
	t_h میلیمتر			t_h میلیمتر			t_h میلیمتر			t_h میلیمتر		
	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰
۲۵	۴/۸۲	۳/۹۰	۳/۲۷	۴/۴۸	۳/۶۲	۳/۰۳	۴/۱۳	۳/۳۴	۲/۸۰	۳/۴۴	۲/۷۸	۲/۳۳
۳۲	۳/۹۰	۳/۱۵	۲/۶۴	۳/۶۲	۲/۹۳	۲/۴۶	۳/۳۴	۲/۷۰	۲/۲۷	۲/۷۹	۲/۲۵	۱/۹۰
۴۰	۳/۲۱	۲/۶۰	۲/۱۸	۲/۹۸	۲/۴۱	۲/۰۲	۲/۷۵	۲/۲۳	۱/۸۷	۲/۳۰	۱/۸۶	۱/۵۶
۵۰	۲/۷۵	۲/۲۳	۱/۸۹	۲/۵۶	۲/۰۷	۱/۷۳	۲/۳۶	۱/۹۱	۱/۶۰	۱/۹۷	۱/۵۹	۱/۳۳
۶۵	۲/۰۷	۱/۷۵	۱/۵۳	۱/۹۵	۱/۶۶	۱/۴۶	۱/۸۴	۱/۵۹	۱/۳۸	۱/۶۱	۱/۳۸	۱/۲۳
۸۰	۱/۵۶	۱/۴۰	۱/۲۹	۱/۵۰	۱/۳۶	۱/۲۵	۱/۴۵	۱/۳۲	۱/۲۲	۱/۳۳	۱/۲۳	۱/۱۴
۱۰۰	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱

۹-پ۶ روش ضرایب لنگر خمشی در دال‌ها

۹-پ۶-۱ گستره

۹-پ۶-۱-۲ روش ضرایب لنگر خمشی را در مورد دالهای مستطیلی شکلی که محدودیتهای بندهای ۹-پ۶-۱-۳ تا ۹-پ۶-۱-۵ را داشته باشند، می‌توان به کاربرد.

۹-پ۶-۱-۳ دال در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۹-پ۶-۱-۴ ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{b_w h^3 b}{l_n h^3 b} \geq 2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۱)}$$

۹-پ۶-۱-۵ نسبت طول به عرض دهانه های آزاد دال، کوچکتر از ۲ یا مساوی با آن باشد.

۹-پ۶-۱-۶ بارهای وارد به دال تنها بارهای قائم بوده و بطور یکنواخت پخش شده باشند.

۹-پ۶-۲ روش طراحی

۹-پ۶-۲-۱ هر دال را باید با توجه به شرایط انتهایی در تکیه‌گاه‌ها بصورت مجزا در نظر گرفت و در هر امتداد به نوارهایی با مشخصات زیر تقسیم کرد:

الف- نوار میانی با عرض برابر با نصف عرض دال در نیمه وسط دال

ب- نوارهای کناری هریک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال در طرفین نوار میانی

۹-پ۶-۲-۲ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض نوار میانی یکنواخت در نظر گرفته می‌شود.

۹-پ۶-۲-۳ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت ولی بصورت خطی درنظر گرفته می‌شود. این لنگرها در مرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

۹-پ۶-۲-۴ مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه‌ها در واحد عرض نوار میانی بشرح زیر تعیین می‌شوند:

الف- لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه برای بارهای مرده و زنده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۹-پ۶-۱-الف و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^-_{A(D+L)} = C^-_A W_{(D+L)} l_A^2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۲)}$$

$$M^-_{B(D+L)} = C^-_B W_{(D+L)} l_B^2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۳)}$$

ب- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای مرده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۹-۱۰-۱۲ ب و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^+_{AD} = C^+_{AD} W_D l_A^2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۴)}$$

$$M^+_{BD} = C^+_{BD} W_D l_B^2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۵)}$$

پ- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای زنده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول پ۶-۱-ب و رابطه (۹-پ۶-۷) تعیین می‌شوند:

$$M^+_{AL} = C^+_{AL} W_L l_A^2 \qquad \textbf{(۹-پ۶-۶)}$$

۹-پ۶-۱-۵ در مواردی که لنگر خمشی در یک طرف تکیه‌گاه دو دال کمتر از ۸۰ درصد این لنگر در طرف دیگر تکیه‌گاه باشد، اختلاف لنگرها باید به نسبت سختی‌های خمشی دو دال بین آنها تقسیم شود.

۹-پ۶-۲-۶ در صورتیکه دالی در طرف دیگر تکیه‌گاهی ادامه نداشته باشد، باید آن را در هر نوار برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در همان نوار طرح کرد.

۹-پ۶-۳ ضخامت دال

۹-پ۶-۳-۱ در این روش ضخامت دال در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف- در دالهایی که در یک سمت یا بیشتر غیر پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۴۰

ب- در دالهایی که در چهار سمت پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۶۰

پ- ۱۰۰ میلیمتر

۹-پ۶-۴ تلاش برشی در تیر و دال

۹-پ۶-۴-۱ تیرها باید برای برش ناشی از بارهایی طرح شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دالهای طرفین تیر و محورهای چشمه‌های طرفین به دالها وارد می‌شوند، یعنی باری که از توزیع ذوزنقه‌ای مثلثی به دست می‌آید.

۹-پ۶-۴-۲ در طراحی تیرها علاوه بر برش منتقل شده از دالها، باید برشی ناشی از بارهایی را که مستقیماً روی آنها وارد می‌شوند هم منظور کرد.

۹-پ۶-۴-۳ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال، موضوع بند پ۶-۴-۱ را تحمل کند. فرض می‌شود این برش بطور یکنواخت درطول تکیه‌گاه دال تقسیم شود.

۹-پ۶-۴-۴ تلاش برشی در دالها و بارهای روی تیرها را می‌توان با کمک ضرایب جدول شماره ۹-پ۶-۲ به دست آورد. در این جدول نسبت‌های تقسیم بار یکنواخت وارد به دال که در دو جهت A وB منتقل می‌شوند، داده شده است. فرض می‌شود این برشها بطور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم می‌شوند.

۹-پ۶-۴-۵ مقاومت برشی دال طبق ضوابط فصل ۹-۸ تعیین می‌شود.

۹-پ۶-۵ لنگرهای خمشی درتیرها

۹-پ۶-۵-۱ لنگر خمشی تیرها یا براساس بارهای منتقل شده به آنها از دالها، مطابق بند ۹-پ۶-۴-۱، یا براساس بار یکنواخت معادلی برابر با مقادیر زیر محاسبه می‌شود.

الف- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع کوتاه دال:

$$\frac{w_u l_A}{3} \qquad \textbf{(۹-پ۶-۷)}$$

ب- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع بلند دال:

$$(\frac{w_u l_A}{3})(\frac{3-m^2}{2}) \qquad \textbf{(۹-پ۶-۸)}$$

در این روابط l_A ضلع کوتاه دال و m نسبت ضلع کوتاه به ضلع بلند دال است.

جدول۹- پ۶-۱- الف ضرایب لنگرهای منفی

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	C_A	-	۰/۰۴۵	-	۰/۰۵۰	۰/۰۷۵	۰/۰۷۱	-	۰/۰۳۳	۰/۰۶۱
	C_B	-	۰/۰۴۵	۰/۰۷۶	۰/۰۵۰	-	-	۰/۰۷۱	۰/۰۶۱	۰/۰۳۳
۰/۹۵	C_A	-	۰/۰۵۰	-	۰/۰۵۵	۰/۰۷۹	۰/۰۷۵	-	۰/۰۳۸	۰/۰۶۵
	C_B	-	۰/۰۴۱	۰/۰۷۲	۰/۰۴۵	-	-	۰/۰۶۷	۰/۰۵۶	۰/۰۲۹
۰/۹	C_A	-	۰/۰۵۵	-	۰/۰۶۰	۰/۰۸۰	۰/۰۷۹	-	۰/۰۴۳	۰/۰۶۸
	C_B	-	۰/۰۳۶	۰/۰۷۰	۰/۰۴۰	-	-	۰/۰۶۲	۰/۰۵۲	۰/۰۲۵
۰/۸۵	C_A	-	۰/۰۶۰	-	۰/۰۶۶	۰/۰۸۲	۰/۰۸۳	-	۰/۰۴۹	۰/۰۷۲
	C_B	-	۰/۰۳۱	۰/۰۶۵	۰/۰۳۴	-	-	۰/۰۵۷	۰/۰۴۶	۰/۰۲۱
۰/۸	C_A	-	۰/۰۶۵	-	۰/۰۷۱	۰/۰۸۴	۰/۰۸۶	-	۰/۰۵۵	۰/۰۷۵
	C_B	-	۰/۰۲۶	۰/۰۶۱	۰/۰۲۹	-	-	۰/۰۵۱	۰/۰۴۱	۰/۰۱۷
۰/۷۵	C_A	-	۰/۰۶۹	-	۰/۰۷۶	۰/۰۸۵	۰/۰۸۸	-	۰/۰۶۱	۰/۰۷۸
	C_B	-	۰/۰۲۲	۰/۰۵۶	۰/۰۲۴	-	-	۰/۰۴۴	۰/۰۳۶	۰/۰۱۴
۰/۷	C_A	-	۰/۰۷۴	-	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۱	-	۰/۰۶۸	۰/۰۸۱
	C_B	-	۰/۰۱۷	۰/۰۵۰	۰/۰۱۹	-	-	۰/۰۳۸	۰/۰۲۹	۰/۰۱۱
۰/۶۵	C_A	-	۰/۰۷۷	-	۰/۰۸۵	۰/۰۸۷	۰/۰۹۳	-	۰/۰۷۴	۰/۰۸۳
	C_B	-	۰/۰۱۴	۰/۰۴۳	۰/۰۱۵	-	-	۰/۰۳۱	۰/۰۲۵	۰/۰۰۸
۰/۶	C_A	-	۰/۰۸۱	-	۰/۰۸۹	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	-	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	C_B	-	۰/۰۱۰	۰/۰۳۵	۰/۰۱۱	-	-	۰/۰۲۴	۰/۰۱۸	۰/۰۰۶
۰/۵۵	C_A	-	۰/۰۸۴	-	۰/۰۹۲	۰/۰۸۹	۰/۰۹۶	-	۰/۰۸۵	۰/۰۸۶
	C_B	-	۰/۰۰۷	۰/۰۲۸	۰/۰۰۸	-	-	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴	۰/۰۰۵
۰/۵	C_A	-	۰/۰۸۶	-	۰/۰۹۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۷	-	۰/۰۸۹	۰/۰۸۸
	C_B	-	۰/۰۰۶	۰/۰۲۲	۰/۰۰۶	-	-	۰/۰۱۴	۰/۰۱۰	۰/۰۰۳

جدول ۹ – پ۶-۱- ب ضرایب لنگرهای مثبت

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A / B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	C^+_{AL}	۰/۰۳۶	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۲	۰/۰۳۵	۰/۰۳۲	۰/۰۲۸	۰/۰۳۰
	C^+_{AD}	۰/۰۳۶	۰/۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۲۷	۰/۰۲۰	۰/۰۲۳
	C^+_{BL}	۰/۰۳۶	۰/۰۲۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۲	۰/۰۲۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۵	۰/۰۳۰	۰/۰۲۸
	C^+_{BD}	۰/۰۳۶	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۲۳	۰/۰۲۰
۰/۹۵	C^+_{AL}	۰/۰۴۰	۰/۰۳۰	۰/۰۳۱	۰/۰۳۵	۰/۰۳۴	۰/۰۳۸	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۳۲
	C^+_{AD}	۰/۰۴۰	۰/۰۲۰	۰/۰۲۱	۰/۰۳۰	۰/۰۲۸	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۲۲	۰/۰۲۴
	C^+_{BL}	۰/۰۳۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۳۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۵
	C^+_{BD}	۰/۰۳۳	۰/۰۱۶	۰/۰۲۵	۰/۰۲۴	۰/۰۱۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۱	۰/۰۲۱	۰/۰۱۷
۰/۹	C^+_{AL}	۰/۰۴۵	۰/۰۳۴	۰/۰۳۵	۰/۰۳۹	۰/۰۳۷	۰/۰۴۲	۰/۰۴۰	۰/۰۳۵	۰/۰۳۶
	C^+_{AD}	۰/۰۴۵	۰/۰۲۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۳	۰/۰۲۹	۰/۰۳۹	۰/۰۳۵	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶
	C^+_{BL}	۰/۰۲۹	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۱	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۲
	C^+_{BD}	۰/۰۲۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	۰/۰۲۲	۰/۰۱۳	۰/۰۲۱	۰/۰۲۸	۰/۰۱۹	۰/۰۱۵
۰/۸۵	C^+_{AL}	۰/۰۵۰	۰/۰۳۷	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۱	۰/۰۴۶	۰/۰۴۵	۰/۰۴۰	۰/۰۳۹
	C^+_{AD}	۰/۰۵۰	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۴۲	۰/۰۴۰	۰/۰۲۹	۰/۰۲۸
	C^+_{BL}	۰/۰۲۶	۰/۰۱۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۲۲	۰/۰۲۶	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰
	C^+_{BD}	۰/۰۲۶	۰/۰۱۲	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۱۱	۰/۰۱۷	۰/۰۲۵	۰/۰۱۷	۰/۰۱۳
۰/۸	C^+_{AL}	۰/۰۵۵	۰/۰۴۱	۰/۰۴۵	۰/۰۴۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۱	۰/۰۵۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۲
	C^+_{AD}	۰/۰۵۵	۰/۰۲۶	۰/۰۳۴	۰/۰۳۹	۰/۰۳۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۵	۰/۰۳۲	۰/۰۲۹
	C^+_{BL}	۰/۰۲۳	۰/۰۱۷	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۱۹	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۱۷
	C^+_{BD}	۰/۰۲۳	۰/۰۱۱	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۰۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰
۰/۷۵	C^+_{AL}	۰/۰۶۱	۰/۰۴۵	۰/۰۵۱	۰/۰۵۲	۰/۰۴۷	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۴۹	۰/۰۴۶
	C^+_{AD}	۰/۰۶۱	۰/۰۲۸	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۳۳	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱
	C^+_{BL}	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴	۰/۰۱۹	۰/۰۱۶	۰/۰۱۳	۰/۰۱۶	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۱۴
	C^+_{BD}	۰/۰۱۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱۸	۰/۰۱۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۲	۰/۰۲۰	۰/۰۱۳	۰/۰۰۷

ادامه جدول ۹-پ۶-۱- ب ضرایب لنگرهای مثبت

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۰/۷۰	C^{+}_{AL}	۰/۰۶۸	۰/۰۴۹	۰/۰۵۷	۰/۰۵۷	۰/۰۵۱	۰/۰۶۰	۰/۰۶۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۰
	C^{+}_{AD}	۰/۰۶۸	۰/۰۳۰	۰/۰۴۶	۰/۰۴۶	۰/۰۳۵	۰/۰۵۱	۰/۰۵۸	۰/۰۴۰	۰/۰۳۳
	C^{+}_{BL}	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۱۱	۰/۰۱۳	۰/۰۱۷	۰/۰۱۴	۰/۰۱۲
	C^{+}_{BD}	۰/۰۱۶	۰/۰۰۷	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱۷	۰/۰۱۱	۰/۰۰۶
۰/۶۵	C^{+}_{AL}	۰/۰۷۴	۰/۰۵۳	۰/۰۶۴	۰/۰۶۲	۰/۰۵۵	۰/۰۶۴	۰/۰۷۰	۰/۰۵۹	۰/۰۵۴
	C^{+}_{AD}	۰/۰۷۴	۰/۰۳۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۰	۰/۰۳۶	۰/۰۵۳	۰/۰۶۵	۰/۰۴۴	۰/۰۳۴
	C^{+}_{BL}	۰/۰۱۳	۰/۰۱۰	۰/۰۱۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۱۰	۰/۰۱۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹
	C^{+}_{BD}	۰/۰۱۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۱۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵
۰/۶۰	C^{+}_{AL}	۰/۰۸۱	۰/۰۵۸	۰/۰۷۲	۰/۰۶۷	۰/۰۵۹	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۶۵	۰/۰۵۹
	C^{+}_{AD}	۰/۰۸۱	۰/۰۳۴	۰/۰۶۲	۰/۰۵۳	۰/۰۳۷	۰/۰۵۶	۰/۰۷۳	۰/۰۴۸	۰/۰۳۶
	C^{+}_{BL}	۰/۰۱۰	۰/۰۰۷	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷
	C^{+}_{BD}	۰/۰۱۰	۰/۰۰۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴
۰/۵۵	C^{+}_{AL}	۰/۰۸۸	۰/۰۶۲	۰/۰۸۰	۰/۰۷۲	۰/۰۶۳	۰/۰۷۳	۰/۰۸۵	۰/۰۷۰	۰/۰۶۳
	C^{+}_{AD}	۰/۰۸۸	۰/۰۳۵	۰/۰۷۱	۰/۰۵۶	۰/۰۳۸	۰/۰۵۸	۰/۰۸۱	۰/۰۵۲	۰/۰۳۷
	C^{+}_{BL}	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶
	C^{+}_{BD}	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳
۰/۵۰	C^{+}_{AL}	۰/۰۹۵	۰/۰۶۶	۰/۰۸۸	۰/۰۷۷	۰/۰۶۷	۰/۰۷۸	۰/۰۹۲	۰/۰۷۶	۰/۰۶۷
	C^{+}_{AD}	۰/۰۹۵	۰/۰۳۷	۰/۰۸۰	۰/۰۵۹	۰/۰۳۹	۰/۰۶۱	۰/۰۸۹	۰/۰۵۶	۰/۰۳۸
	C^{+}_{BL}	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴
	C^{+}_{BD}	۰/۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴	۰/۰۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲

جدول ۹-پ۶-۲ نسبت تقسیم بار یکنواخت وارد به دال در امتدادهای ℓ_A و ℓ_B

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	W_A	۰/۵	۰/۵	۰/۱۷	۰/۵۰	۰/۸۳	۰/۷۱	۰/۲۹	۰/۳۳	۰/۶۷
	W_B	۰/۵	۰/۵	۰/۸۳	۰/۵۰	۰/۱۷	۰/۲۹	۰/۷۱	۰/۶۷	۰/۳۳
۰/۹۵	W_A	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۲۰	۰/۵۵	۰/۸۶	۰/۷۵	۰/۳۳	۰/۳۸	۰/۷۱
	W_B	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۸۰	۰/۴۵	۰/۱۴	۰/۲۵	۰/۶۷	۰/۶۲	۰/۲۹
۰/۹	W_A	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۲۳	۰/۶۰	۰/۸۸	۰/۷۹	۰/۳۸	۰/۴۳	۰/۷۵
	W_B	۰/۴۰	۰/۴۰	۰/۷۷	۰/۴۰	۰/۱۲	۰/۲۱	۰/۶۲	۰/۵۷	۰/۲۵
۰/۸۵	W_A	۰/۶۶	۰/۶۶	۰/۲۸	۰/۶۶	۰/۹۰	۰/۸۳	۰/۴۳	۰/۴۹	۰/۷۹
	W_B	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۷۲	۰/۳۴	۰/۱۰	۰/۱۷	۰/۵۷	۰/۵۱	۰/۲۱
۰/۸	W_A	۰/۷۱	۰/۷۱	۰/۳۳	۰/۷۱	۰/۹۲	۰/۸۶	۰/۴۹	۰/۵۵	۰/۸۳
	W_B	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۶۷	۰/۲۹	۰/۰۸	۰/۱۴	۰/۵۱	۰/۴۵	۰/۱۷
۰/۷۵	W_A	۰/۷۶	۰/۷۶	۰/۳۹	۰/۷۶	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۵۶	۰/۶۱	۰/۸۶
	W_B	۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۶۱	۰/۲۴	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۴۴	۰/۳۹	۰/۱۴
۰/۷	W_A	۰/۸۱	۰/۸۱	۰/۴۵	۰/۸۱	۰/۹۵	۰/۹۱	۰/۶۲	۰/۶۸	۰/۸۹
	W_B	۰/۱۹	۰/۱۹	۰/۵۵	۰/۱۹	۰/۰۵	۰/۰۹	۰/۳۸	۰/۳۲	۰/۱۱
۰/۶۵	W_A	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۵۳	۰/۸۵	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۶۹	۰/۷۴	۰/۹۲
	W_B	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۴۷	۰/۱۵	۰/۰۴	۰/۰۷	۰/۳۱	۰/۲۶	۰/۰۸
۰/۶	W_A	۰/۸۹	۰/۸۹	۰/۶۱	۰/۸۹	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۷۶	۰/۸۰	۰/۹۴
	W_B	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۳۹	۰/۱۱	۰/۰۳	۰/۰۵	۰/۲۴	۰/۲۰	۰/۰۶
۰/۵۵	W_A	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۶۹	۰/۹۲	۰/۹۸	۰/۹۶	۰/۸۱	۰/۸۵	۰/۹۵
	W_B	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۳۱	۰/۰۸	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۱۹	۰/۱۵	۰/۰۵
۰/۵	W_A	۰/۹۴	۰/۹۴	۰/۷۶	۰/۹۴	۰/۹۹	۰/۹۷	۰/۸۶	۰/۸۹	۰/۹۷
	W_B	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۲۴	۰/۰۶	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۳